



Aalborg Universitet

AALBORG UNIVERSITY  
DENMARK

## Kompendium i Fundering

*Kapitel 9 - Funderingsmetoder*

Jacobsen, Moust

*Publication date:*  
1992

*Document Version*  
Også kaldet Forlagets PDF

[Link to publication from Aalborg University](#)

*Citation for published version (APA):*

Jacobsen, M. (1992). *Kompendium i Fundering: Kapitel 9 - Funderingsmetoder*. Aalborg Universitetscenter, Inst. for Vand, Jord og Miljøteknik, Laboratoriet for Fundering.

### General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- ? Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- ? You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- ? You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal ?

### Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at [vbn@aub.aau.dk](mailto:vbn@aub.aau.dk) providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

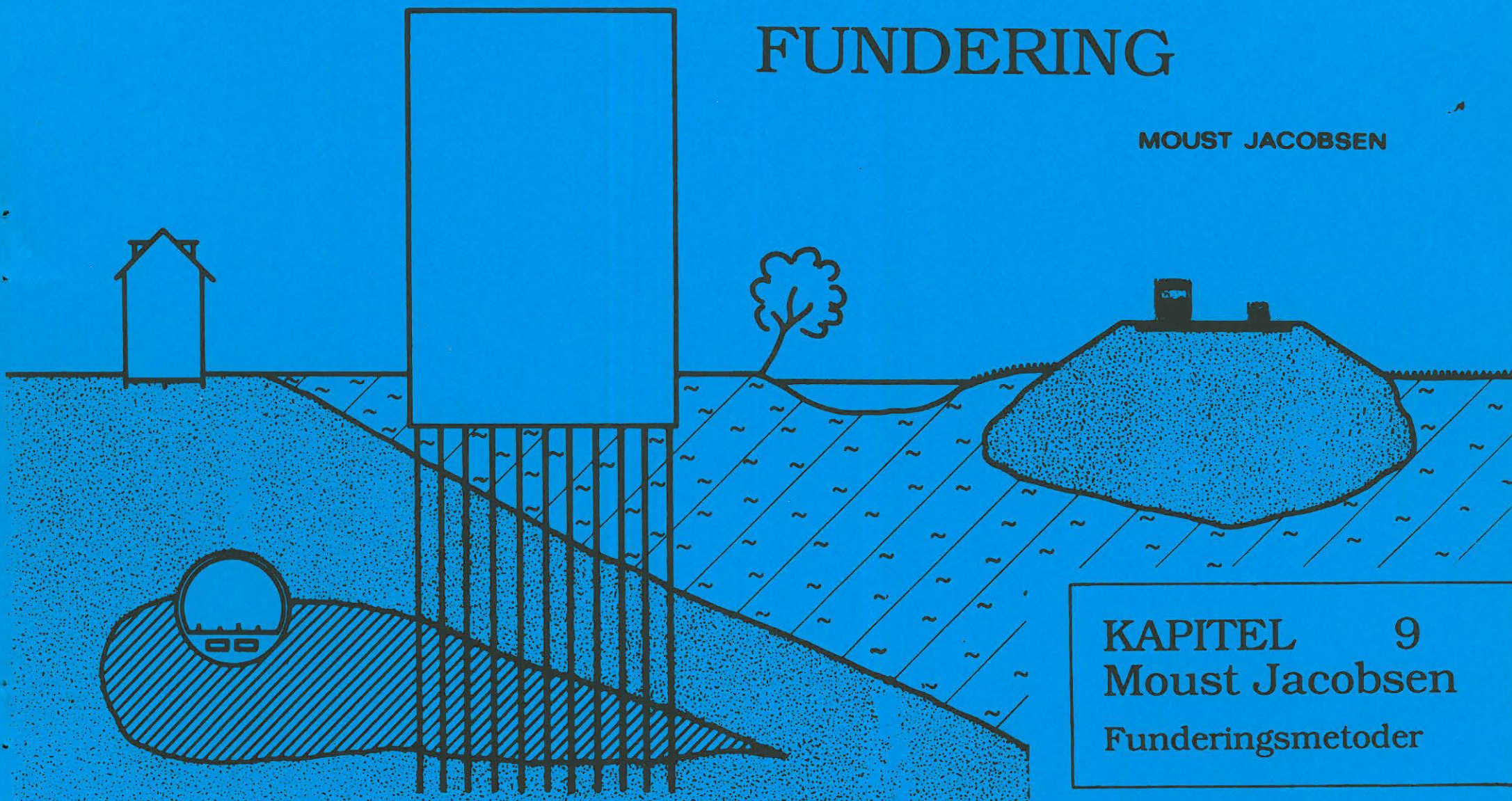


UDDRAG AF

KOMPENDIUM I

# FUNDERING

MOUST JACOBSEN



KAPITEL 9  
Moust Jacobsen  
Funderingsmetoder





## 9 FUNDERINGSMETODER

### 9.0 INDLEDNING

I dette kapitel gennemgås de metoder, der normalt tages i anvendelse for at overføre et bygværks vægt gennem de øvre jordlag til undergrunden, uden at bygværket lider skade derved. Metoderne har som primært formål at overføre lodrette belastninger til jorden, men må i mange tilfælde også kunne overføre vandrette kræfter og momenter (f.ex. vindpåvirkninger). I de fleste tilfælde er kraftpåvirkningen væsentligt statisk (egenvægt), i andre tilfælde spiller dynamiske påvirkninger en stor rolle (f.ex. maskinfundamenter).

Man kan skelne mellem fire forskellige fremgangsmåder, her benævnt direkte fundering, pælefundering, brøndfundering og kompenseret fundering. Metoderne kan i visse tilfælde kombineres.

Direkte fundering benyttes, hvor bæredygtig jord findes i relativt ringe dybde under bygningen, og hvor der ikke forventes grundvandsproblemer. Der udgraves til funderingsniveau, og fundamentet støbes direkte mod jord.

Hvis direkte fundering ikke kan anvendes eller bliver for kostbar, kan man anvende brøndfundering eller pælefundering. Sænkebrønden er i princippet en kort, tyk, hul pæl, der føres ned i jorden ved at bortgrave jorden inden i. Sænkebrønden kan variere i størrelse fra brønde, der opbygges af brøndringe til store konstruktioner med mange celler. Grundvandsproblemer kan i et vist omfang klares ved at anvende trykluft i et udgravningskammer forinden i brønden. Metoden anvendes af mange grunde ikke så meget som tidligere.

Hvor de bæredygtige lag ligger mere end 4-5 meter under bygningen, vil man ofte anvende pælefundering, hvor pælene føres ned i jorden, før det egentlige byggeri begynder. Der anvendes hyppigt præfabrikerede jernbetonpæle, der rammes i jorden, men der findes dog mange andre fremgangsmåder.

Ved kompenseret fundering er vægten af den bortgravede jord lig med eller større end vægten af bygværket, der funderes på en stiv

plade, som effektivt kan fordele bygningens vægt. Metoden anvendes, hvor de bæredygtige jordlag findes i så stor dybde, at pælefundering bliver for kostbar.

På lokaliteter med meget rodede jordbundsforhold kan der være tale om at kombinere metoderne. Det må gøres med stor forsigtighed for at undgå revnedannelser og andre skader ved overgangen fra en funderingsmetode til en anden.

Funderingen af ethvert bygværk må udføres således, at

1. Der er den fornødne sikkerhed mod brud.  
Fundamentets nominelle bæreevne skal være større end den nominelle belastning, som bygningen udøver på fundamentsfladen. Byggeområdet må være stabilt også i byggeriets mellemfaser. Udgravninger eller naturlige skrånninger må ikke bringe bygværket i en ustabil situation.
2. Bygværket må ikke ødelægges af bevægelser af fundamentet.  
De eventuelt opstillede krav til fundamenternes totale sætninger eller differenssætninger må overholdes.  
Er der ikke fra anden side opstillet krav til sætningernes størrelse, må man benytte erfaringstal for totale sætninger og første- og anden ordens differenssætninger (hældninger af bygværket, krumning af funderingsfladen).
3. Andre bygninger må ikke tage skade. Dette kan ske både på grund af bygværkets belastning af jorden, og som følge af hjælpeforanstaltninger i byggeperioden.  
Her kan nævnes grundvandssænkning, etablering af byggegrube og rystelser fra pæleramning. Maskinfundamenter kan ofte skabe uforudsete sætninger eller rystelser af nogle af de omliggende bygninger.

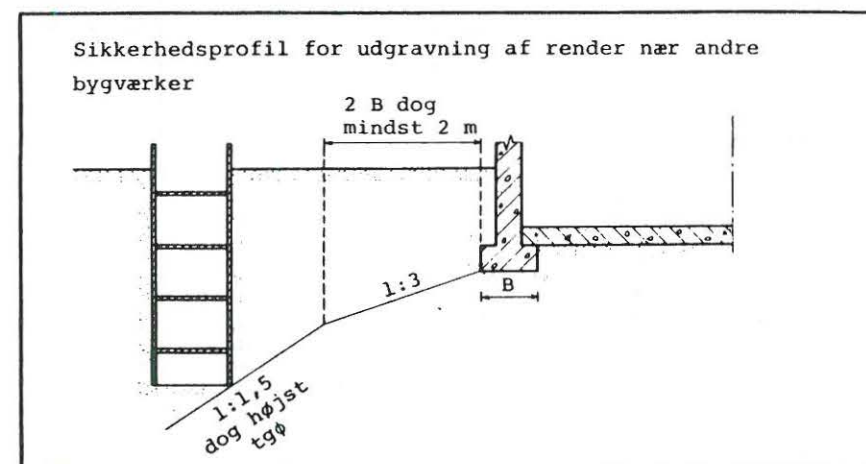
I det følgende vil der blive omtalt de funderingsmæssige problemer, medens de geotekniske beregninger forudsættes bekendt.



### Valg af metode

De nævnte former for funderingsmetoder svarer tilsyneladende til hver sin karakteristiske dybde af de bæredygtige jordlag. Flere årsager kan dog vanskeliggøre valget af metode. Således tiltager jordens styrke og stivhed ofte jævnt med dybden uden afgørende laggrænser, og det ene niveau adskiller sig ikke væsentligt fra det andet. De økonomiske omstændigheder kan variere fra sag til sag. Hvis man alligevel er igang med pæleramning, kan det være økonomisk at ramme pæle også under et fundament, der eventuelt kunne være funderet direkte. Hensynet til andre bygninger kan betinge etablering af byggegrube eller nedpresning af pæle, i stedet for ramning.

### Sikkerhed ved udgravning



Ved udgravning af render til fundamenter må dybden ikke være over 1,70 m, før siderne afstives eller gives en hældning på 2:1. Udgravning bør iøvrigt aldrig føres dybere end hensynet til nabobygninger tillader. I praksis bør man ikke grave dybere end svarende til det på figuren viste sikkerhedsprofil. Overskrides det, må man udgrave sektionsvis, eller der må foretages andre sikkerhedsforanstaltninger, eventuelt kombineret med specielle undersøgelser.

## TILLADELIGE SÆTNINGER

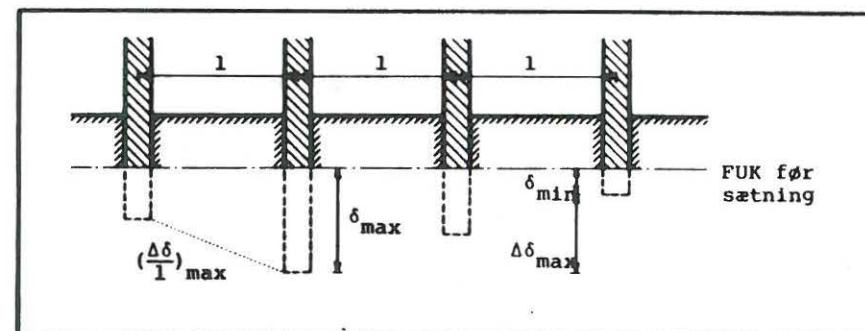
Et bygværks følsomhed over for sætninger afhænger af dets konstruktive udformning. Tanke med slap bundplade eller bygninger funderet på en stiv betonplade kan tåle store sætninger uden at få revner. Også statisk bestemte konstruktioner er relativt ufølsomme over for sætninger. Derimod er f.ex. skalkonstruktioner, mange gange statisk ubestemte rammer, visse maskinfundamenter samt buedæmnin- ger meget sætningsfølsomme.

Man skelner mellem arkitektoniske og konstruktive skader. Ved konstruktive skader bliver bygningens stabilitet nedsat ved revne- dannelse eller brud i bærende elementer. De arkitektoniske skader er synlige, men uden betydning for stabiliteten (hældende huse, revner i facadebeklædning). Hældningen af bygninger bliver synlig, hvis den bliver større end 3-4%. Specielt for høje bygninger og tårne er denne grænse kritisk. Til sammenligning kan nævnes, at det skæve tårn i Pisa hælder ca. 100%. Her i landet vil man altid søge at undgå skader, men nogle steder i udlandet kan man være nødt til at tolerere arkitektoniske skader.

Det almindelige kontor-, bolig og silobyggeri har en så komplice- ret statisk virkemåde, at det ikke er muligt at beregne kravene til fundamentsbevægelser. I stedet søger man at opstille en række empiriske krav om sætningernes størrelse.

Det er umiddelbart klart, at ens sætninger over hele fundaments- planen ikke direkte berører bygningen, men nok de forskellige rør og ledninger, der føres frem til den. Hælder fundamentsplanen, men forbliver plan, optræder først arkitektoniske skader og ved meget store hældninger måske også konstruktive. En krumning af fundamentsplanen kan derimod altid fremkalde konstruktive skader, når krumningen når over en kritisk størrelse.

Ved en serie omhyggeligt udførte sætningsobservationer har man be- regnet den maksimale sætning  $\delta_{\max}$ , den maksimale sætningsdiffe- rens  $\Delta\delta_{\max}$  og den maksimale hældning mellem to nabofundamenter  $(\Delta\delta/l)_{\max}$ . (Se figur). De tre størrelser repræsenterer delvis gen-



nemsnitssætningen, hældningen og krumningen af fundamentsfladen. Som omtalt i spalte 1 på næste side viser der sig en tydelig sam- menhæng mellem de tre størrelser. Man får altså normalt en stor hældning og krumning af fundamentsfladen, når den maksimale sæt- ning er stor.

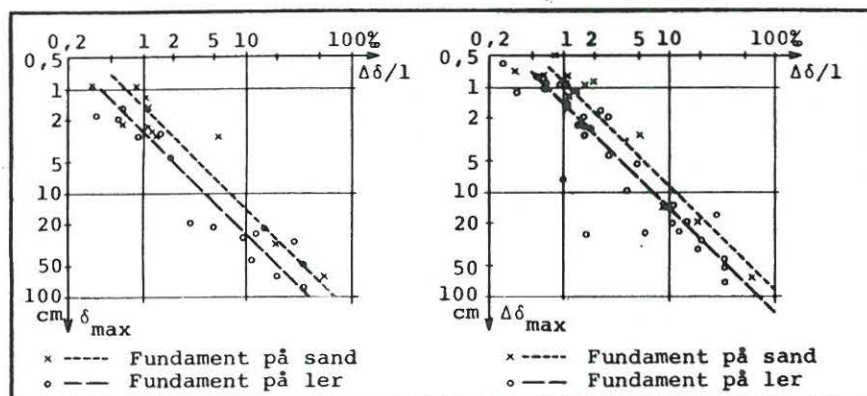
Det betyder, at krav om ingen eller kun få revnedannelser, der skyldes krumninger i fundamentsfladen også kan udtrykkes ved  $\delta_{\max}$ , der normalt er den eneste, der med rimelig sikkerhed kan beregnes. For helt at undgå revner i udfyldningsmurværk må man regne med, at  $(\Delta\delta/l)_{\max}$  skal være mindre end 2%. Egentlige skader i bærende murværk og rammekonstruktioner opstår først, når  $(\Delta\delta/l)_{\max}$  over- stiger 3-4%.

Følgende grænser for de tilladelige sætninger kan herefter opstil- les:

1. Maksimal sætning af enkeltfundamenter er 4 cm i sand og 6 cm i ler. For pladefundamenter fås tilsvarende 6 cm i sand og 10 cm i ler.
2. Den største sætningsdifferens for enkeltfundamenter og pla- defundamenter er 2,5 cm i sand og 4 cm i ler.
3. Hældning af bygning må være mindre end 4% da det ellers bliver synligt.



## SÆTNINGER OG DIFFERENSSÆTNINGER



Den statistiske sammenhæng mellem  $\delta_{\max}$ ,  $(\Delta\delta/l)_{\max}$  og  $(\Delta\delta/l)_{\max}$  påvises af Skempton og MacDonald i 1956. På grundlag af observationer af en lang række forskellige bygninger funderet direkte eller på pæle, kunne man opstille en empirisk sammenhæng mellem de tre nævnte størrelser. På figuren ses  $\delta_{\max}$  og  $(\Delta\delta/l)_{\max}$  afbildet. Trods stor spredning kan man aflæse følgende resultater:

$$\begin{aligned} \text{For enkeltfundamenter på ler: } \delta_{\max} &= 2500 \cdot (\Delta\delta/l)_{\max} \text{ (cm)} \\ \text{på sand: } \delta_{\max} &= 1500 \cdot (\Delta\delta/l)_{\max} \text{ (cm)}. \end{aligned}$$

Faktorerne for pladefundamenter er ca. 25% højere.

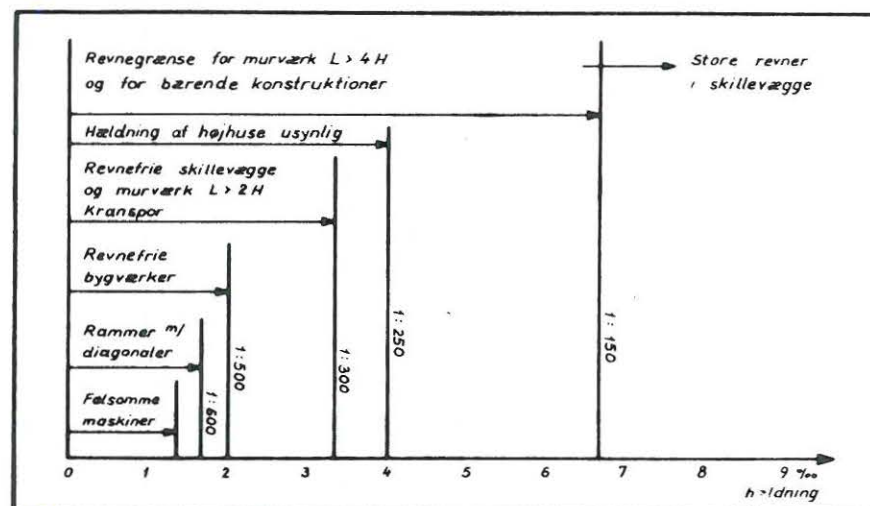
Da  $(\Delta\delta/l)_{\max}$  ikke bør overstige 3,5% kan den øvre grænse for  $\delta_{\max}$  fastlægges, idet der regnes med en sikkerhed på 1,5.

Lignende sammenhænge kan angives mellem  $\delta_{\max}$  og  $(\Delta\delta/l)_{\max}$ , idet man dog ikke kan skelne mellem enkeltfundamenter og pladefundamenter. Man får tilsvarende:

$$\begin{aligned} \text{Ved fundering på ler: } \delta_{\max} &= 1400 (\Delta\delta/l)_{\max} \text{ (cm)} \\ \text{på sand: } \delta_{\max} &= 900 (\Delta\delta/l)_{\max} \text{ (cm)}. \end{aligned}$$

Da  $(\Delta\delta/l)_{\max}$  ikke bør overstige 3,5%, kan den øvre grænse for  $\delta_{\max}$  fastlægges, idet der regnes med en sikkerhed på 1,25.

## EMPIRISKE SKADEGRÆNSER



På grundlag af erfaringsmateriale fra ind- og udland har Bjerrum foreslået de på figuren viste empiriske skadegrænser for nogle forskellige bygningskonstruktioner. Skadegrænserne, der er angivet i %, refererer til bygningens hældning, men kan med tilnærmelse benyttes som beregningsgrundlag for de generelle krav til maksimumssætningen (se forrige spalte). Metoden er naturligvis ikke konsistent opbygget og repræsenterer et begrænset statistisk materiale, hvorfor den i det enkelte tilfælde bør vurderes kritisk.

Specielt bør tidens indflydelse vurderes. Står fundamentet på ler, kan sætningen udvikles over lange perioder, og der er mulighed for at konstruktionen kan tilpasse sig nogle af sætningerne ved krybning i betonen. En lignende indflydelse har store sekundære sætninger, der kan skyldes store vandindhold i jorden eller veksellende, sæsonmæssigt bestemte påvirkninger på fundamenter på sand. Pælefunderede bygninger og bygninger på sand med hovedsagelig hvilende belastning kan derimod påregnes at være særlig sætningsfølsomme, da sætningerne foregår hurtigt.

9.1 DIREKTE FUNDERING

INDLEDNING

Ved denne metode støbes fundamentet direkte på det bæredygtige jordlag. For at undgå for store sætninger må det underliggende jord være sand eller ler med vandindhold mindre end 30-50%. Ler skal endvidere have en vis udrænet forskydningsstyrke ( $c_u > 5-10 \text{ t/m}^2$ , svarende til en nominel korttidsbæreevne på 15-30  $\text{t/m}^2$ ). Fundamenter må altså ikke placeres på dynd, tørv, postglaciale dyndede aflejringer, fyld, muld eller meget løse sandaflejringer. Underlejres bæredygtige jordlag af de just omtalte, mindre bæredygtige jordlag, må man være opmærksom på muligheden for store sætninger eller brud ved gennemlokning af det bæredygtige jordlag.

Funderingsdybden må af økonomiske grunde ikke være større end 1,5 - 2 m under kældergulv med mindre specielle forhold taler herfor. I tilfælde hvor FUK ligger mere end 0,5 m under GVS, kan man i sand være nødt til at sænke grundvandet, etablere spunsvægge eller udstøbe under vand. Metoderne er kostbare og kan gøre andre løsninger attraktive. Ligger FUK mindre end 0,5 m under GVS, kan tilstrømmende vand fjernes ved lænspumpning.

Bevægelser af fundamentet forhindres i størst muligt omfang. Fundamentet føres til frostfri dybde, der kan regnes at være 0,9 - 1,2 m her i landet. Ved udgravninger i ler kan opadrettede vandstrømninger opbløde bunden, og det bør undgås; endvidere vil det øverste jordlag blive opæltet ved trafik og må fjernes umiddelbart før udstøbningen af renselag. Med de normale partialkoefficienter vil der næppe opstå skadelige sætninger i sandlag og morænelersaflejringer. Sætninger i andre jordlag bør altid beregnes.

Bæreevnen af fundamentet kan udregnes ud fra bæreevneformlen, når jordens styrkeparametre er fastlagt. På sand og grus dimensioneres i langtidstilstanden. I ler viser erfaringen, at det næsten altid er korttidstilstanden, der er dimensionsgivende. Silt bør undersøges både i korttids- og langtidstilstanden. Ved fundamentstryk større end 100  $\text{t/m}^2$  bør den nominelle bæreevne eftervises ved pladebelastningsforsøg in situ.

SMÅ BYGNINGER PÅ GOD BYGGEGRUND

Små bygninger er beboelseshuse og lette fabriksbygninger med højst 2 etager og kælder. Viser en indledende undersøgelse samt en inspektion af udgravningen, at byggegrunden består af sand eller moræner, vil yderligere undersøgelser ofte være unødigt fordyrende. Man må dog være sikker på, at forudsætningen om god byggegrund er til stede, ellers kan prøvegravninger, sonderinger eller vingeforsøg give yderligere oplysninger.

I dette tilfælde tillades (V.FU) følgende belastninger på byggegrunden:

Fast, uforvitret moræner eller fastlejtret groft sand og grus	30 - 50 $\text{t/m}^2$
Fast, forvitret moræner eller fastlejtret sand og grus	20 - 40 $\text{t/m}^2$
Noget løsere aflejringer af moræner eller sand	10 - 20 $\text{t/m}^2$

I bygningsreglementet, der dog ikke gælder i København og Frederiksberg, findes en række bestemmelser i afsnit 5.3, hvoraf de væsentligste skal resumeres:

Fundamenter skal i almindelighed udføres med plan, vandret underside i frostfri dybde, dog mindst 60 cm ned under udvendige kældernedgange og lignende. Fundamentsklodsen må ikke anbringes over kældergulv. Højden skal være mindst 30 cm under bygninger med 2 etager, under højere bygninger mindst 40 cm. Bredden må højst være 2/3 af højden (grovbeton). Fundamenterne under ikke-bærende skille-vægge kan udføres i 25 cm bredde eller 35 cm, når vægtykkelsen henholdsvis er mindre end 17 cm eller 23 cm. Belastede anbringes centralt på fundamentet.

Tillader byggegrunden et tryk på mindst 30  $\text{t/m}^2$  klodsen i visse tilfælde udelades under bygninger med en etage. Har bygningen kælder, kan kældermuren støbes direkte på kældergulvet, når der anvendes samme beton. Bærende skille-vægge, der kun er een etage høje, kan anbringes direkte på støbt betongulv.



### BEREGNINGSEKSEMPEL. ENKELT FUNDAMENT

På en lokalitet med de på figuren viste **jordbundsforhold** skal der funderes en søjle, der i kote +2 overfører 100 t **egenvægt** og 50 t **bevægelig belastning** til et kvadratisk fundament. Det forlanges, at sætningen skal være mindre end 2 cm.

Foruden sætningsundersøgelsen bør undersøges om bæreevnen af sandlaget er i orden, og om der er mulighed for gennemlokning af sandlaget ved brud i det underliggende bløde jordlag.

Undersøgelse af bæreevnen af sandet:

Belastning på fundamentsfladen:

$$G + G_f + G_j + f_p \cdot P = 100 + 3 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 2,3 + (3 \cdot 3 - 0,5 \cdot 0,5) \cdot 1 \cdot 1,6 + 1,5 \cdot 50 = 230 \text{ t}$$

Da  $\phi_n = 30^\circ$ , fås  $N_\gamma = N_q = 18$ . Bæreevnen af det lodret belastede fundament bliver da, idet  $i_\gamma = i_q = 1$  og  $d_q = 1$ :

$$b_n = \frac{1}{2} \bar{N} B N_\gamma s_\gamma i_\gamma + \bar{q} N_q s_q i_q d_q = \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 3 \cdot 18 \cdot 0,6 + 1,6 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 3 = 120 \text{ t/m}^2$$

$$b_n > b_{n\delta v} = \frac{230}{9} = 25,6 \text{ t/m}^2$$

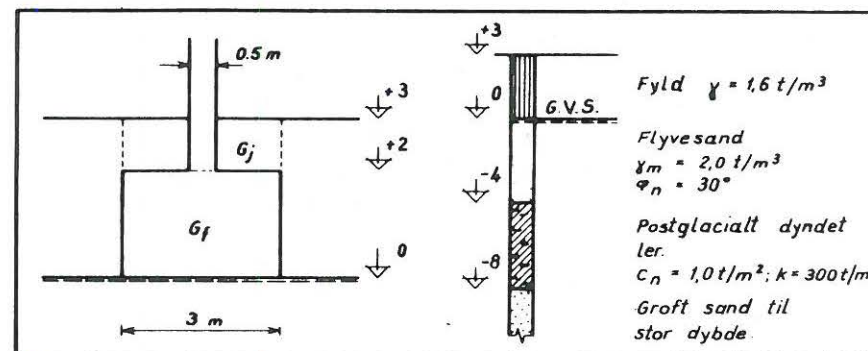
Bæreevnen af dyndet ler ved gennemlokning af sandlag:

Selv om sandlaget i sig selv kan bære, bør muligheden for gennemlokning og brud i det underliggende jordlag undersøges. Da der ikke er udviklet beregningsmetoder hertil, gør man den plausible antagelse, at virkningen af sandlaget er en trykspredning på 1:2. På det underliggende lag beregnes herefter et fundament med den forøgede brødd, som trykspredningen giver. På den sikre side regnes forskydningskraften til nul på lodrette planer gennem det beregningsmæssige fundaments kanter.

I det aktuelle tilfælde undersøges bæreevnen af et 7 m bredt fundament.

Belastning på fundamentsfladen:

$$G + G_f + G_j + f_p \cdot P = 230 + 7 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 2 + (7 \cdot 7 - 3 \cdot 3) \cdot 3 \cdot 1,6 = 814 \text{ t}$$



I korttidstilstanden fås:

$$b_n = c_n \cdot N_c^0 \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 + q = 1 \cdot 5,14 \cdot 1,2 \cdot 1,35 \cdot 1 + 12,8 = 21,1 \text{ t/m}^2$$

$$b_n > b_{n\delta v} = \frac{814}{49} = 16,6 \text{ t/m}^2$$

Sætningsundersøgelse:

Der regnes af oversigtsmæssige grunde med trykspredning på 1:2, selv om nøjagtige influenskurver let kunne anvendes. For kortheds skyld underinddeles lerlaget ikke. Da sætningen viser sig at blive dimensionsgivende, ville man normalt foretage en nøjagtigere beregning.

Effektiv spændingsforøgelse i midten af lerlaget:

$$G + \Delta \bar{G}_f = 100 + (3 \cdot 3 \cdot 2 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 1) (2,3 - 1,6) = 113 \text{ t}$$

$$\Delta \bar{\sigma} = \frac{113}{81} = 1,4 \text{ t/m}^2$$

$$\delta = \frac{\Delta \bar{\sigma}}{K} \cdot H = \frac{1,4}{300} \cdot 4 \text{ m} = 1,9 \sim 2 \text{ cm.}$$

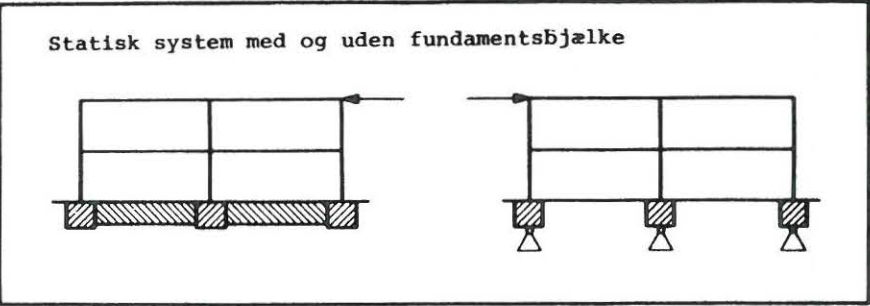
Der er regnet med en rumvægt af beton på  $2,3 \text{ t/m}^3$  svarende til uarmeret beton. I første spalte på side 9.12 undersøges snitkræfterne af fundamentet. I sidste spalte side 9.12 dimensioneres fundamentet i jernbeton, og der ses bort fra de små forskelle i rumvægte.

LODRET, CENTRALT BELASTEDE ENKELTFUNDAMENTER

Et simpelt, direkte funderet fundament med en lodret central belastning vil normalt være kvadratisk eller rektangulært. De kvadratiske fundamenter er normalt mest økonomisk, men hvor pladsforholdene kræver det, anvendes rektangulære fundamenter. I almindelige husbygningskonstruktioner regnes fundamenterne oftest som centralt og lodret belastede, uanset de ofte påvirkes af små vandrette kræfter eller momenter, idet virkningen heraf regnes dækket af den normale sikkerhed.

Kaldes belastningen på fundamentet for  $G + P \cdot f_p$  og vægten af fundamentsklods inklusive opdrift og overliggende jord for  $G_f$ , skal fundamentets nominelle bæreevne  $b_n$  være større end  $(G + P \cdot f_p + G_f)/A$ , medens fundamentsklodsen skal være således dimensioneret, at  $G + P \cdot f_p$  kan overføres til jorden.  $G_f$  optages ved simpelt tryk gennem fundamentsklodsen til jorden.

Kontakttrykket regnes normalt ensformigt fordelt over hele det effektive fundamentsareal, idet bæreevneberegningen er foretaget i et nominelt brudstadium. Kun ved meget store fundamenter foretages en beregning af fordelingen (se pladefundamenter).



Skal en række enkeltfundamenter indspænde en ramme i jorden, kan det foregå ved at sammenstøbe enkeltfundamenter, evt. ved en fundamentsbjælke.

LODRET, CENTRALT BELASTEDE STRIBEFUNDAMENTER

En gennemgående væg funderes mest hensigtsmæssigt på et stribefundament med mindre påvirkningen fra væggen er meget ujævnt fordelt. Stribefundamenter benyttes meget hyppigt i husbygning og har ofte så små belastninger, at det er væggens tykkelse, der bestemmer fundamentsbredden.

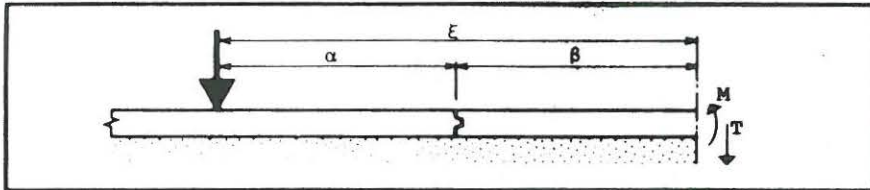
I et stribefundament af jernbeton indlægges altid minimumsarmering ligeligt fordelt mellem fundamentets over- og underside. Der anordnes normalt dilatationsfuger, hvis fundamentet er længere end 20 - 40 m.

Bærer stribefundamentet en række søjler, kan det betragtes som en kontinuerlig bjælke med jævnt fordelt belastning på undersiden. Det vil dog være mere økonomisk at forsøge at udregne en korrekte trykfordeling. På sand må man anvende ballasttalteorien, men for ler vil en beregning baseret på konsolideringsteorien være bedre.

I nogle tilfælde bærer stribefundamentet en bevægelig belastning, (kranbjælker). På sand kan man anvende den såkaldte ballasttalteori, hvor jorden betragtes som en række uafhængige lineære fjedre. Man kan ud fra denne grundantagelse opstille en komplet matematisk løsning på problemet. I eksemplet på næste side er der således gjort rede for dimensioneringsgrundlaget for en kranbjælke med fortandet fuge. Hvis kranbjælken er funderet direkte på ler, må man søge at fastlægge et ballasttal, eventuelt ud fra laboratorieforsøg.



## DIREKTE FUNDEREDE KRANBJÆLKER



En kranbjælke er et stribefundament, der på oversiden bærer vægten af en række hjultryk, normalt to. Reaktionsfordelingen og snitkræfterne i kranbjælken kan beregnes på elasticitetsteoretisk grundlag. Det ligger dog uden for dette kompendiums stof at redegøre herfor. I stedet vil der her blot blive vist de ligninger og kurver, der er nødvendige for en dimensionering. Formlerne gælder, hvis delbjælkerne er længere end 5 x afstanden mellem kranhjulene.

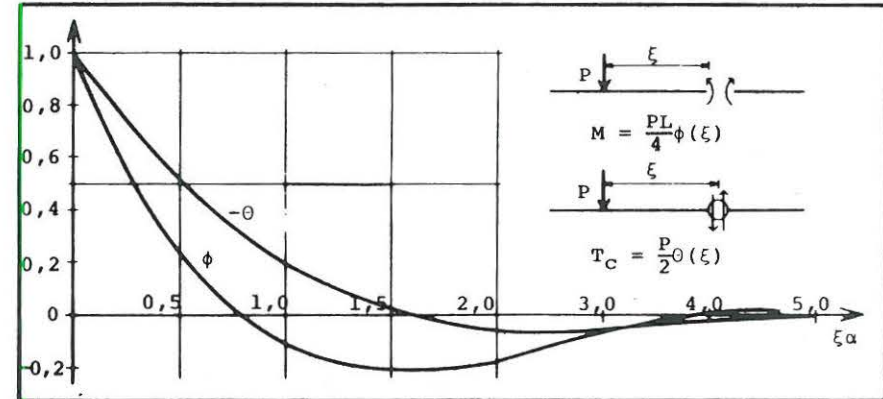
Jordens elastiske forhold beskrives for sand af ballasttallet  $k_s$  (t/m<sup>3</sup>). Fundamentsbredden kaldes B, betonens elasticitetskoeficient E og bjælkens inertimoment I.

Figuren viser problemets karakteristiske parametre: En kraft P står i afstanden  $\xi$  fra det betragtede snit. En fortandet fuge, der virker som charnier, deler bjælken i en belastet og en ubelastet del; afstanden fra P til charniet er  $\alpha$ , og fra charniet til et snit i den ubelastede del  $\beta$ . Afstandene er gjort dimensionsløse ved division med den "elastiske længde"  $L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B \cdot k_s}}$ .

For at kunne dimensionere en kranbjælke er det nødvendigt at kende to funktioner  $\phi$  og  $\theta$ . Kurverne for funktionerne  $\phi$  og  $\theta$  er vist på figuren.  $\phi(\xi)$  er defineret således, at formel 4.1 angiver det moment, der fremkaldes i en uendelig lang bjælke af en kraft P i afstanden  $\xi$  fra det betragtede snit.  $\theta(\xi)$  er defineret således, at formel 4.2 angiver transversalkraften i et charnier fremkaldt af en kraft P i afstanden  $\xi$  fra charniet.

Det største positive moment optræder under største kraft, når den står midt mellem to fuger og er

$$M_{\max} = \Sigma \frac{P \cdot L}{4} \phi(\xi) \text{ hvor } \phi \text{ fremgår af diagram.} \quad (4.1)$$



Når hjulparret står med største hjultryk virkende på fugen, fås fugens største transversalkraft af

$$T_C = \Sigma \frac{P}{2} \theta(\xi), \text{ hvor } \theta \text{ fremgår af diagram.} \quad (4.2)$$

Det største negative moment findes i den ubelastede bjælkedel, hvor transversalkraften T er 0. T fremkaldt af en enkeltkraft P findes af

$$T = \frac{P}{2} \phi(\beta) \theta(\alpha). \quad (4.3)$$

T fremkaldt af flere kræfter kan kun være nul, når  $\phi(\beta) \equiv 0$ . Af figuren ses, at  $\beta = 0,78$ . For denne værdi af  $\beta$  findes det største moment, når den største kraft står over fugen

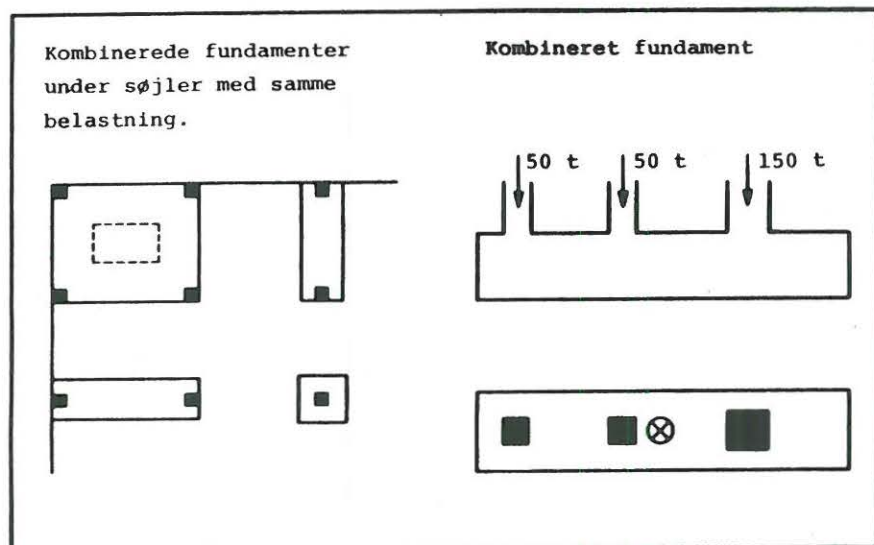
$$M_{T=0} = 0,65 \Sigma \frac{PL}{4} \theta(\alpha).$$

For den samme stilling findes den største reaktion  $p_C$  lige under fugen og det mindste tryk  $p_{\min}$  under den ubelastede del for  $\beta = 2,36$ :

$$p_C = \Sigma - \frac{P}{BL} \theta(\xi) \quad p_{\min} = 0,07 \Sigma \frac{P}{B \cdot L} \theta(\alpha)$$

Det største resulterende tryk (incl. bjælkens egenvægt) skal være mindre end jordens nominelle bæreevne, medens det mindste resulterende tryk altid skal være positivt, da bjælken ellers slipper jorden, hvad der er i strid med forudsætningerne.

## KOMBINEREDE FUNDAMENTER



Når et fundament bærer mere end een søjle, kaldes det et kombineret fundament. Kombinerede fundamenter er særlig velegnede til at optage momenter og vandrette påvirkninger foruden den lodrette belastning. Kombinerede fundamenter udføres dog også ofte, hvis enkeltfundamenterne står så tæt, at det er lige så billigt at udstøbe mellemrummet.

Hjørnesøjler og facadesøjler kan hyppigt af pladshensyn ikke anbringes centralt på fundamentet. Et kombineret fundament, der også bærer nærliggende søjler, vil derimod kunne blive centralt belastet. Man kan eventuelt give fundamentet en anden form for at opnå, at fundamentspladens tyngdepunkt falder sammen med kraftens resultant.

Hvis bygningen er meget sætningsfølsom, må fundamenterne gøres større end sædvanligt, og i nogle tilfælde vil det da være mere økonomisk at kombinere fundamenterne.

## EKSCENTRISK BELASTEDE FUNDAMENTER

Påvirkes et fundament af væsentlige momenter og vandrette kræfter, bliver fundamentsfladen belastet skråt og ekscentrisk. Ved hjælp af bæreevneformlen og glidekriteriet dimensioneres fundamentet for disse påvirkninger. Der beregnes kun bæreevnen for den del af fundamentet, hvis tyngdepunkt falder sammen med kraftresultanten (det effektive areal). Af formlerne ses, at bæreevnen bliver nedsat, og da det effektive areal også bliver mindre, er det således uøkonomisk at regne med store momenter. Således bør søjler ikke regnes indspændt i fundamentet, hvis det kan undgås.

Ekscentriske påvirkninger vil også give skæve sætninger af fundamenterne i tidens løb, og det vil kræve en meget uøkonomisk overdimensionering af fundamentet at søge at undgå dette. Rammekonstruktioner bør derfor beregnes under den forudsætning, at fundamentets underside er et charnier.

Som eksempler på ekscentrisk påvirkede enkeltfundamenter kan nævnes fundamenter for skorstene, master eller skilte, der hyppigt får store vindpåvirkninger.

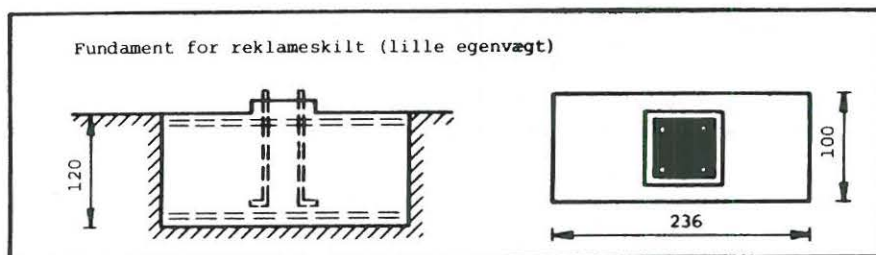
Er man nødt til at medregne tryk på fundamentssiden, må man være opmærksom på, at brudfiguren kan ændres, og dermed at bæreevneformlen ikke altid kan anvendes.

Ved dimensionering af fundamentsklodsen regnes kontaktrykket ensformigt fordelt over det effektive areal, men den øvrige del af fundamentsklodsen skal dog kunne optage et enhedstryk på mindst 10% af enhedstrykket på det effektive areal.



## BEREGNINGSEKSEMPLER

## EKSCENTRISK BELASTET FUNDAMENT



På det viste fundament skal monteres et rektangulært reklameskilt med den plane flade vinkelret på fundamentets længderetning. Skiltets dimensioner er 2,35 m, og det ønskes placeret med centrum 6 m over JOF. Jordbunden er vandmættet ler med  $c_v = 4 \text{ t/m}^2$  og  $\gamma_m = 1,8 \text{ t/m}^3$ . Det undersøges om konstruktionen er stabil.

Partialcoefficienter (normalt belastningstilfælde):  $f_g = 1,0$ ,  $f_v = 1,5$ ,  $f_c = 1,75$ .

Nominelle belastninger:

$$\text{Egenvægt af fundament: } 1,0 \cdot 2,36 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 2,4 = 6,8 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \text{Egenvægt af skilt} &: (\text{skøn}) &= 0,2 \text{ t} \\ V_n &= 7,0 \text{ t} \end{aligned}$$

Vind på skilt iflg. bilag til DS 410:

$$F_n = f_v \cdot c_e \cdot A_e \cdot q = 1,5 \cdot 1,2 \cdot 7,0 \cdot 0,070 = H_n = 0,9 \text{ t}$$

$$\text{Ekscentriciteten } e \text{ beregnes af: } e = \frac{M}{V_n} = \frac{0,9 \cdot 7,2}{7,0} = 0,93 \text{ m}$$

$$\bar{B} = 2,36 \text{ m} - 2 \cdot 0,93 \text{ m} = 0,50 \text{ m}, \quad \bar{A} = \bar{B} \cdot \bar{L} = 0,5 \cdot 1 = 0,5 \text{ m}^2$$

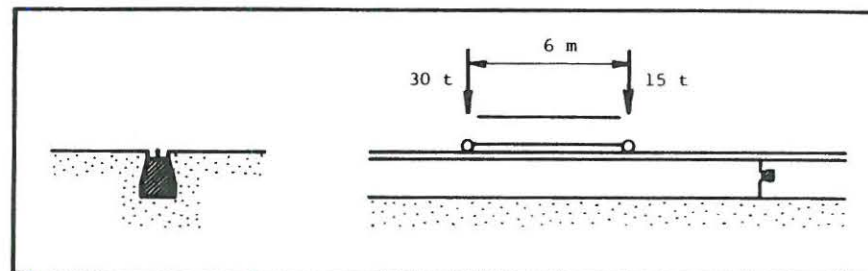
$$\text{Nødvendig bæreevne: } b_{\text{nødv}} = \frac{V_n}{\bar{A}} = \frac{7,0}{0,5} = 14,0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Nominel korttidbæreevne: } b = 5,14 \cdot c_n \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q$$

$$b = 5,14 \cdot \frac{4}{1,75} \cdot 1,1 \cdot 1,35 \cdot 0,73 + 1,2 \cdot 1,8 \text{ t/m}^2 > b_{\text{nødv}}$$

$$\text{Glidestabilitetskriterium: } H_n < \bar{A} \cdot c_n; \quad 0,9 \text{ t} < 0,5 \cdot 2,3 = 1,15 \text{ t}$$

## KRANBJÆLKE



En direkte funderet kranbjælke har bredden  $B = 1 \text{ m}$ , inertimomentet er  $I = 0,3 \text{ m}^4$ ,  $E_b = 2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ . Bjælken vejer  $3 \text{ t/m}^2$  og belastes af to hjultryk på 30 t og 15 t med 6 meters afstand. Kranbjælken er funderet på sand med  $k_s = 2000 \text{ t/m}^3$ .

Der udregnes først  $L = \sqrt{\frac{4EI}{B \cdot k_s}} = 5,9 \text{ m}$ .

Afstanden mellem hjulene er  $\xi_0 = \frac{6,0}{5,9} \approx 1,0$ .

Herefter fås de dimensionsgivende momenter

$$M_{\text{max}} = \frac{30 \cdot 5,9}{4} \cdot 1 + \frac{15 \cdot 5,9}{4} \cdot (-0,11) = 44 \cdot 0,95 = 42 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{T=0} = 0,65 \left[ -\frac{30 \cdot 5,9}{4} \cdot 1 - \frac{15 \cdot 5,9}{4} \cdot 0,20 \right] = -44 \cdot 1,1 \cdot 0,65 = -32 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Fugen skal kunne optage

$$T_c = -\frac{30}{2} \cdot 1 - \frac{15}{2} \cdot 0,2 = -15 \cdot 1,1 = -16,5 \text{ t}$$

Idet bjælkens egenvægt er  $3 \text{ t/m}^2$  fås den største reaktion  $p_c$  og den tilsvarende mindste reaktion  $p_{\text{min}}$ :

$$p_c = \frac{30}{1 \cdot 5,9} \cdot 1 + \frac{15}{1 \cdot 5,9} \cdot 0,2 + 3 = 5,1 \cdot 1,1 + 3 = 5,6 + 3 = 8,6 \text{ t/m}^2$$

$$p_{\text{min}} = -0,07 \cdot 5,6 + 3 \approx 3 - 0,4 = 2,6 \text{ t/m}^2$$

Den mindste reaktion er altså positiv i overensstemmelse med forudsætningerne. Fundamentets nominelle bæreevne skal være større end  $8,6 \text{ t/m}^2$ .

## DIMENSIONERING AF FUNDAMENT

I det følgende gennemgås de undersøgelser af fundamentsklodsen, som er nødvendige eller tilrådelige ifølge det nye jernbetonnormforslag af april 72, dog kun for kvadratiske fundamenter med en centralt anbragt søjle, idet undersøgelserne forløber analogt ved andre fundamentstyper. Det må dog understreges, at beregningen af grovbetonfundamenter indtil vedtagelsen af de nye normer bør foretages efter funderingsnormerne.

### UARMERET FUNDAMENT

For et uarmeret fundament må fremspringet  $a$ , fra søjlekant til fundamentskant, ikke være større end fundamentets højde  $H$ , og det skal helst være mindre end  $2/3 H$ .

Der undersøges følgende snitkræfter på grundlag af elasticitetsteorien (jvf. DS 411 6.4.1,2)

1. Den største bøjningstrækspænding i et lodret snit gennem søjlesiden

$$\sigma_{br} \geq \frac{m_n}{W} = \frac{6m_n}{H^2}, \text{ hvor } m_n = q_a \cdot \frac{a^2}{2}$$

2. Forskydningsspændingen i samme snit, idet der antages en parabolisk fordeling.

Den nominelle transversalkraft pr. m er  $t_n = a \cdot q_a$  og heraf fås

$$\tau_{n,max} = \frac{1,5 t_n}{H} = 1,5 q_a \frac{a}{H} \leq 0,5 \cdot \sigma_{br}$$

3. Trykspænding i oversiden af fundamentet. Undersøgelsen foretages kun, hvis betonen i fundamentet er dårligere end i søjlen. Den nominelle trykstyrke i tværsnittet kan regnes at være  $c \cdot \sigma'_{br}$ , hvor

$$c \leq \sqrt[3]{\frac{F}{B_s}} \text{ dog højst } 2$$

$F$  er det trykfordelte areal på fundamentets underside. Ved beregning af  $F$  benyttes en trykfordeling på 1:2, for så vidt den falder inden for fundamentsfladen.

Ifølge funderingsnormerne kan uarmeret betons nominelle trækstyrke beregnes som 6% af cylinderstyrken  $\sigma'_{bk}$ .

### JERNBETONFUNDAMENT

Spændingsundersøgelsen foretages på grundlag af plasticitetsteorien. Betonens karakteristiske brudtøjning ved tryk må ikke regnes højere end 0,35%. Armeringens brudtøjning skal være større end flydetøjningen  $\epsilon_{af}$ , men mindre end den garanterede brudtøjning, der skal være større end 30%. Der undersøges følgende:

1. Momentet i et lodret snit gennem fundamentsmidte

$$m_n = \frac{1}{4} q_a \cdot a \cdot B$$

hvor  $B$  er fundamentsbredden.

Idet  $y_o$  og  $h_e$  fremgår af figuren i spalte 3 fås

$$y_o (h_e - 3/8 y_o) = \frac{4}{3} \frac{m_n}{\sigma_{br}} \quad \left( \frac{3}{4} y_o \cdot (h_e - 3/8 y_o) \sigma_{br} = m_n \right)$$

2. Tøjningsundersøgelse

$$\epsilon_a = (h_e - y_o) / y_o \cdot 3,5\%$$

3. Gennemlokning. Der undersøges et snit, hvis sider er lodrette og skærende armeringsplanet i linier, der udgår fra underkanten af søjlen under  $45^\circ$  (se figuren). Det skal i dette snit gælde, at  $\tau < \sigma_{br}$ . Da det er vanskeligt at anbringe forskydningsarmering, vil gennemlokningproblemet ofte være dimensionsgivende.

4. Trykspænding i oversiden af fundamentet (se uarmeret fundament).

5. Revnedannelse. Revnevidden  $w$  findes af

$$w = 5 \cdot 10^{-5} \sigma_a \sqrt{\frac{A_{be}}{\Sigma d_a}}$$

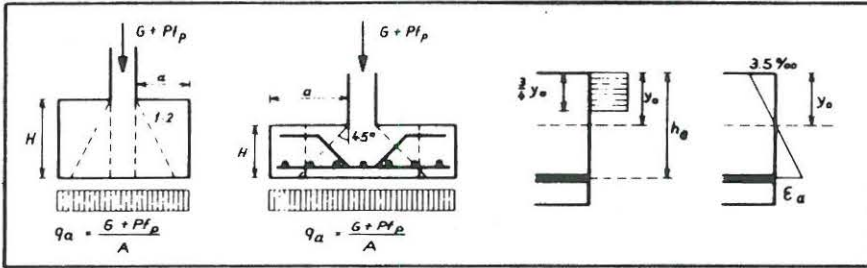
hvor  $A_{be}$  er det om armeringsjernene symmetrisk placerede betonareal ( $A_{be} = 2B(H - h_e)$ ) og  $d_a$  er armeringsjernenes diameter. Begge tal indsættes i mm og  $\sigma_a$  indsættes i MN/m<sup>2</sup>, hvorved  $w$  findes i mm. Revnevidden bør for fundamenter anbragt i saltholdig eller anden aggressiv jord være mindre end 0,2 mm, ellers er 0,3 mm øvre grænse.

6. Tværarmering. Omkredsen af armeringsnettets masker må ikke overskride 10  $H$  og 1,2 m. Kvadratiske søjlefundamenter er automatisk krydsarmerede.



## BEREGNINGSEKSEMPLER

## SPÆNDINGSUNDERSØGELSE AF UARMERET BETONFUNDAMENT



Spændingerne i det uarmerede fundament på side 9.6 undersøges efter de nye betonnormer. Betonen er i kontrolklasse III og miljøklasse B og partialkoefficienten  $f_b$  bliver da  $2,2 \cdot 1,4 = 3,1$ .

Fundamentsklodsen dimensioneres for den del af fundamentstrykket, der optager søjlelasten, altså  $(100 + 1,5 \cdot 50)/9 = 19,5 \text{ t/m}^2$ . Der undersøges

1. Bøjningstrækspændingen i et lodret snit gennem søjlekant

$$\sigma_{br} = \frac{3q_a \cdot a^2}{H^2} = \frac{3 \cdot 19,5 \cdot (1,25)^2}{4} = 22,8 \text{ t/m}^2 = 0,23 \text{ MN/m}^2$$

2. Forskydningsspændingen i samme snit

$$\sigma_{br} = 2 \cdot \tau_{br} = 3 \cdot 19,5 \cdot \frac{1,25}{2} = 36,5 \text{ t/m}^2 = 0,36 \text{ MN/m}^2$$

3. Trykspænding i oversiden af fundamentet

$$c = \sqrt[3]{\frac{F}{B_s}} = \sqrt[3]{\frac{6,25}{0,25}} = 2,9 \text{ dog højst } 2,0$$

$$\sigma'_{br} = \frac{175}{2 \cdot 0,25} = 350 \text{ t/m}^2 = 3,5 \text{ MN/m}^2$$

Betonens karakteristiske tryk- og trækstyrker skal da være henholdsvis  $\sigma'_{bk} \geq 10,9$  og  $\sigma_{bk} \geq 1,1 \text{ MN/m}^2$ . Af DS 411 tabel 5.1.2 fås derfor en beton med  $\sigma'_{bk} = 15 \text{ MN/m}^2$  og  $\sigma_{bk} = 1,2 \text{ MN/m}^2$ .

Ifølge funderingsnormerne er denne betons nominelle trækstyrke  $0,06 \cdot 15 = 0,9 \text{ MN/m}^2$ , i stedet for normforslagets  $\sigma_{br} = 0,4 \text{ MN/m}^2$ . Normforslagets krav til grovbetonen er således for høje.

## SPÆNDINGSUNDERSØGELSE AF JERNBETONFUNDAMENT

Fundamentet i forrige eksempel dimensioneres nu som et jernbetonfundament med armering af tentorstål. Betonen regnes i kontrolklasse III og miljøklasse B. Partialkoefficienterne bliver da  $f_b = 2,2$  og  $f_a = 1,6$ . Betonkvaliteten svarer til  $\sigma'_{bk} = 15 \text{ MN/m}^2$ . Heraf fås

$$\sigma_{ar} = \frac{560}{1,6} = 350 \text{ MN/m}^2; \sigma_{br}' = 6,8 \text{ MN/m}^2 \text{ og } \sigma_{br} = 0,55 \text{ MN/m}^2$$

Først undersøges faren for gennemlokning.

Idet  $h_e$  skønnes til 0,45 m og  $H = 0,48 \text{ m}$  fås

$$A = 4 \cdot (0,5 + 2 \cdot 0,45) \cdot 0,48 = 2,7 \text{ m}^2$$

$$T_n = 19,5(3^2 - 1,4^2) = 137 \text{ t} = 1,37 \text{ MN}$$

$$\tau = \frac{1,37}{2,7} = 0,51 \text{ MN/m}^2 < \sigma_{br} = 0,55 \text{ MN/m}^2$$

Det dimensionsgivende moment er

$$m = \frac{1}{4} \cdot 19,5 \cdot 1,25 \cdot 3 = 18,3 \frac{\text{tm}}{\text{m}} = 0,18 \frac{\text{MNm}}{\text{m}}$$

$$y_o(0,45 - 3/8 y_o) = \frac{4 \cdot 0,18}{3 \cdot 6,8} = 0,035 \text{ m}^2 \Rightarrow y = 0,084 \text{ m}$$

Tentor 20 pr. 25 cm har  $A_a = 12,57 \text{ cm}^2$ . Heraf fås

$$\sigma_a = \frac{3 \cdot 6,8 \cdot 0,084}{4 \cdot 12,57 \cdot 10^{-4}} = 340 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} < \sigma_{ar}$$

Armeringsjernenes tøjning  $\epsilon_a = \frac{3,5}{8,4} \cdot (45 - 8,4)\% = 15\%$ . Tøjningen er større end flydegrænsen  $\epsilon_{af} = 2\% + \frac{\sigma_{ar}}{E_{ar}} = 4,8\%$  og mindre end den garanterede brudgrænse, der for tentorstål er 30%.

Revnevidden  $w$  findes

$$w = 5 \cdot 10^{-5} \cdot 340 \sqrt{\frac{60 \cdot 1000}{4 \cdot 20}} = 0,465 \text{ mm} > 0,3 \text{ mm}$$

Det er altså hensynet til revnevidden, der er dimensionsgivende. Med tentor 20 pr. 16 cm fås  $w = 0,297 \text{ mm}$ . Det forlanges dog ikke i normerne, at denne ekstraarmering indlægges.

Trykspændingen i oversidefundament

$$c = \sqrt[3]{\frac{F}{B_s}} = \sqrt[3]{\frac{6,96}{0,25}} = 1,57; \sigma'_{bc} = \frac{175}{1,57 \cdot 0,25} = 4,5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} < \sigma'_{br}$$

## 9.2 PLADEFUNDERING

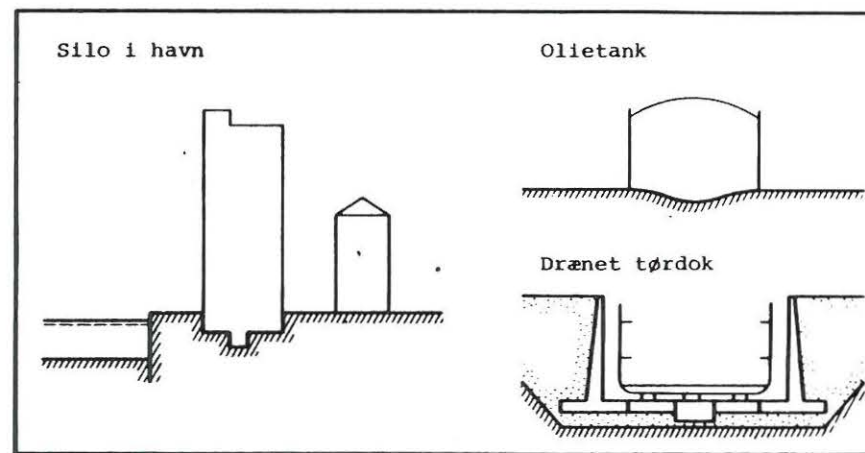
Hvis jordens bæreevne er ringe i forhold til belastningerne fra bygværket, vil eventuelle enkeltfundamenter let dække så stor en del af bygningens grundflade, at det kan være billigere at udstøbe en stor monolitisk plade under hele bygningen. Denne metode kaldes for pladefundering.

I mange bygninger vil søjler og kældervægge være udført i jernbeton og støbt sammen med bundpladen. Siloer støbes hyppigt med gli-deforskalling og udgør en stor monolitisk konstruktion.

I sådanne tilfælde opnås, at bundpladen bliver så stiv, at anden ordens differenssætninger (krumninger) kan undgås ved omfordeling af fundamentstrykket. Revner i bygningen kan derfor undgås i stor udstrækning. Derimod må man normalt tolerere en vis hældning af bygningen. Under ideelle funderingsforhold med homogene jordbundsforhold, vandrette laggrænser og jævn belastning af jordoverfladen kan differenssætninger undgås, hvis den resulterende sætningsgivende påvirkning går gennem grundfladens tyngdepunkt. Man vil derfor altid sørge herfor, idet man da håber, at de forskellige faktorer, der kan give differenssætninger, ophæver hinanden. Forholdene er nemlig normalt for komplicerede til, at kendskabet hertil kan udnyttes beregningsmæssigt.

Som eksempel på en monolitisk konstruktion er på figuren vist en silo i en dansk havn. Siloen står på homogen jord, men overfladeforholdene er meget uens, med havnebund på den ene side og stor overfladelast på den anden. Dette eksempel er ikke enestående, men findes i næsten alle danske havne. Siloerne, hvis tyngdepunktslinie går gennem grundfladens tyngdepunkt, hælder derfor næsten alle, men kun få så meget, at det er synligt.

Ofte består de pladefunderede bygninger af dele af så forskellig vægt, at det kan være dyrt at give grundpladen en sådan form, at den resulterende påvirkning går gennem dennes tyngdepunkt. Det er således tilfældet med en kornsilo med maskintårn. Man vil da dele fundamentet i flere stykker med en dilatationsfuge og må da udfor-



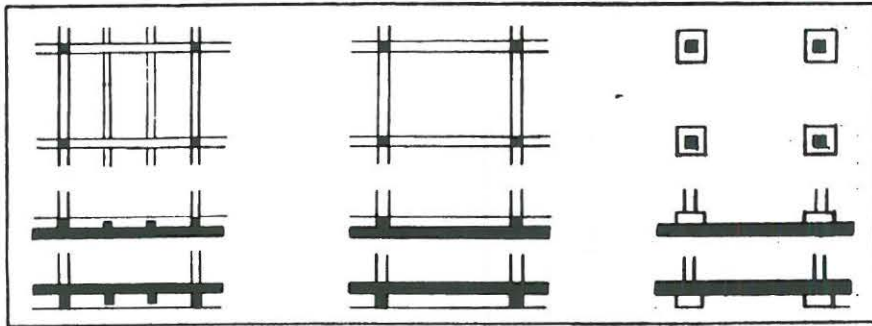
me bygningen således, at den kan tåle differenssætningerne mellem de enkelte dele.

Bortset fra bygninger med relativt høje belastninger indgår pladefundamenter også i andre konstruktioner som f.ex. tørdokke. I moderne tørdokke af den drænedede type er bunden ofte opdelt i fliser, der hver for sig må karakteriseres som et pladefundament. Fundamentet er ikke helt stift, og reaktionsfordelingen må derfor beregnes således, at sætningen af jordoverfladen og udbøjningen af pladen er ens, idet man dog nøjes med at betragte et mindre antal punkter. Det kan være en fordel at regne reaktionsfordelingen trekantformig.

Under ollietanke vil der oftest være et fundament, der kan regnes helt slapt. Trykket på oversiden vil være ensformet fordelt, således at der ikke er grund til at udføre bunden tykkere end tæthedskravet foreskriver. Da differenssætninger vil kunne tolereres, stilles der ikke høje krav til jordbundsforholdene. Under kanten af fundamentet kan der udlægges stabilt grus, således at vægten af cylinderen også kan overføres til jord.



## KONSTRUKTIV UDFORMNING



Pladefundamentet er i princippet et svært belastet omvendt dæk med den udstrakte belastning på undersiden og punktbelastninger på oversiden.

Dækket kan gives to forskellige udformninger, enten som enkelt- eller krydsarmerede plader understøttet af bjælker mellem søjlerne eller som en ensformig tyk plade understøttet på søjler (padehatplade).

På figuren er principperne vist. Den førstnævnte metode indebærer enten, at bjælkesystemet lægges under pladen, hvorved byggegrunden forstyrres i nogen grad, eller lægges oven på pladen, hvorved man er nødt til at lægge et ekstra gulv over bjælken. Den ensformig tykke plade har ikke disse mangler og viser sig iøvrigt hyppigt at være den billigste. Ved tynde plader kan det være nødvendigt at lade søjlerne stå på fødder for at hindre gennemlokning.

## BEREGNING AF REAKTIONSFORDELING

Ved pladefundamenternes dimensionering må der tages hensyn til reaktionsfordelingen, der kun under bøjelige plader vil være ensformigt fordelt. Da forskelle mellem beregnede og virkeligt forekommende reaktionsfordeling vil kunne give betydelige ekstraspændinger i fundamentspladen, er det væsentligt at udføre så gode beregninger som muligt.

På grundlag af elasticitetsteoretiske beregninger baseret på ballastteorien for sand eller Boussinesq's formler for ler, evt. i form af Newmarks influenskort, kan man beregne sætningerne af jordoverfladen under fundamentet for en hvilken som helst belastning med nogen sikkerhed. Det er dog kun nettobelastningen, der fordeles ujævnt. Den del af bygningens vægt, der modsvares af opdrift og vægt af afgravet jord kan altid regnes jævnt fordelt.

Hvis fundamentspladen ikke regnes helt stiv, må man søge at bestemme udbøjningen i en række punkter. Det kan være vanskeligt, dels fordi konstruktionen kan være kompliceret, dels fordi man vanskeligt kan beregne jernbetons deformationer. Der har været angivet mange forskellige inertimomenter af et jernbetontværsnit varierende fra ca.  $0,5 I_b$  -  $1,2 I_b$ , hvor  $I_b$  er betontværsnittets inertimoment. Det simpleste er at regne med  $1,0 I_b$ .  $E_b$  kan sættes til  $2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ . På grund af disse vanskeligheder regnes fundamentspladen under bygninger med søjler og tværvægge oftest som stiv.

Princippet i beregningen er, at fundamentet inddeles i en række delfundamenter, der hver for sig regnes ensformigt belastet. Belastningerne på de enkelte dele bestemmes dels af den lodrette ligevægtsbetingelse og dels af kravet om, at sætningerne og udbøjninger i midten af hvert delfundament skal passe sammen.

Virkeligheden ligger mellem plasticitetsteoriens ensformige belastning og elasticitetsteoriens større kant- og hjørnetryk, og man har konstateret, at reaktionsfordelingen jævnes yderligere ud i tidens løb. Man må derfor dimensionere pladen i begge grænsetilfælde, men kan til gengæld regne med reducerede sikkerhedsfaktorer, svarende til ekstraordinære belastningstilfælde.

En tilnærmet beregning er foreslået i Funderingsnormerne:

Nettobelastningen fordeles i første omgang jævnt. Pladen inddeles i 9 felter ved linier gennem de ydre fjerdedelspunkter. I de fire hjørnefelter forhøjes belastningen med 50%, medens den reduceres med 50% i midterfeltet.

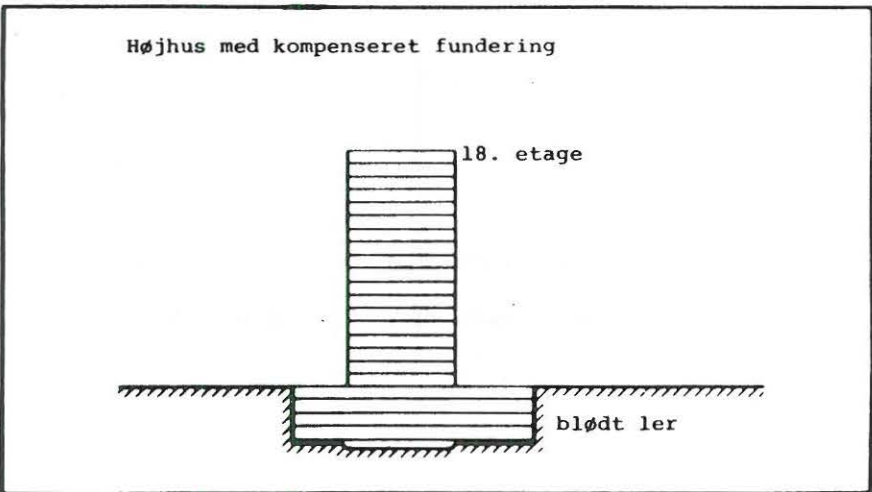
### 9.3 KOMPENSERET FUNDERING

Det er et velkendt fænomen, at jo **dybere** et bygværk funderes i jorden, desto mindre bliver **sætningerne**. Dette skyldes ikke alene, at jorden normalt bliver **stivere med dybden**, men også at de af bygværket fremkaldte **tillægsspændinger i funderingsniveau** bliver mindre, da vægten af den afgravede jord **forøges**. **Nettobelastningen** fra bygværket reduceres således.

Hvis jordbundsforholdene er meget **dårlige med bløde jordlag** til stor dybde, kan man **reducere nettobelastningen til nul eller mindre** og metoden kaldes da for **kompenseret fundering**. Herved opnås, at jorden under bygningen ikke **nybelastes**, men kun **udsættes** for små af- og genbelastninger, hvad der **reducerer sætningerne væsentligt**, selv om de ikke helt kan undgås. Sætningerne kan også **fremkaldes af**, at den sætningsgivende belastning er **skønnet for lille**, samt af **spændingsomlejring** i jorden. **Differenssætninger** mellem forskelligt belastede bygningsdele undgås ved at **føre kælderen til forskellig dybde**, og der må da eventuelt **anordnes gennemgående fuger** mellem bygningsdelene.

Bæreevneproblemet er **løst fuldstændig**, når **nettobelastningen er nul**. Bygningen kan i den henseende betragtes som et skib, der sejler i en tyk grød. Metoden kaldes derfor også hyppigt for **svømmende fundering**. En moderne bygning vejer ca.  $1 \text{ t/m}^2$  pr. etage, d.v.s. at man for hver halve meters ekstra udgravning kompenserer vægten af en etage. (se figur). Bygningen må naturligvis funderes på et gennemgående pladefundament, og kompenseret fundering er derfor et specielt tilfælde af pladefundering.

Kompenseret fundering anvendes ikke her i landet, men f.ex. i Norges udstrakte områder af **blødt marint ler og kvikler**. Man har her gjort den erfaring, at de initiale **hævninger ved byggegrubens etablering** modsvares af de initiale **genbelastningssætninger** fra bygværket. Hvis byggegruben står åben i nogen tid, vil leret i de øvre lag **udvide sig**, og sætningen af bygningen vil blive **tilsvarende større**. I **bløde jordlag** kan det endvidere være et problem at få



den **fornødne sikkerhed mod brud i byggegrubens bund**.

For at få det fulde udbytte af metoden er det derfor **væsentligt** at være omhyggelig med byggegrubens projektering.

Metoden har med stort held **været anvendt i Mexico City**, der har de **dårligst tænkelige jordbundsforhold**. Undergrunden består til stor dybde af **ekstraordinært blødt ler** af **vulkansk oprindelse** med vandindhold på op **imod 700%**. Ved normale funderingsmetoder **fremkaldes sætninger på flere meter**. Ved kompenseret fundering **nedsættes sætningerne meget**, idet dog bunden af byggegruben har en **tilbøjelighed til hævning (op til 0,5 m)**. Metoden er dog fordelagtig og har også vist sig **lidet følsom** over for **jordskælv**.

Metoden **medfører**, at bygningen ikke får **differenssætninger i forhold til undergrunden**. **Sænkes grundvandet**, vil hele lerlaget **synke sammen** uden at kloakrør og andre forbindelser må reetableres. Hvis laget har **varierende tykkelse**, vil der kunne fremkomme **skadelige differenssætninger**.





## 9.4 PÆLEFUNDERING

### INDLEDNING

Direkte fundering anvendes, hvis forholdene tillader det, og er da langt den nemmeste og billigste funderingsmetode. Jo svagere de øvre jordlag er, desto større skal fundamenterne imidlertid være for at opnå den nødvendige sikkerhed mod brud, og endda kan sætningerne blive utilladeligt store. Man kan søge at undgå disse gener ved at fundere direkte i større dybde, hvor jordlagene som oftest er både stivere og mere bæredygtige. Ved fundering under grundvandsspejlet kan funderingsarbejdet vanskeliggøres eller umuliggøres af erosion, der viser sig som små kanaler i bunden, hvorigennem vandet kommer op. Finsand og silt er særlig tilbøjelig til at danne "flydesand", men selv i groft sand kan tørgravning vanskeligt gennemføres længere end til 0,5-1 m under grundvandsspejlet. Dannelsen af flydesand gør jorden uegnet til fundering, og den må bortgraves. Der kan foretages grundvandssænkning eller etableres en byggegrube, men begge udveje er belastende for økonomien. Jo større udgravningen bliver, desto kostbarere bliver udgravningsarbejdet og byggegrubeindfatningen.

I sådanne tilfælde vil man overveje at foretage en pælefundering eller en brøndfundering. Hvis det samme jordlag strækker sig til stor dybde med gradvis voksende stivhed og styrke, kan valget af funderingsmetode og dybde blive vanskeligt, fordi det ene niveau ikke adskiller sig ret meget fra det andet, og etableringsomkostningerne vil da være udslagsgivende.

Pælefundering synes at være økonomisk, hvis der er mere end 3 m fra kældergulv til bæredygtig jord, eller hvis andre metoder giver problemer med grundvandet. Ved en pælefundering reduceres udgravningsarbejdet til et minimum, idet fundamenternes underside dog stadig bør ligge i frostfri dybde.

De pæle, der i dag anvendes mest, er de rammede jernbetonpæle, men også rammede træ- og stålpæle finder nogen anvendelse. Desuden findes der en lang række andre metoder til anbringelse af pæle, ofte som patenterede løsninger fra specialfirmaer. Det er kun hen-

sigten at nævne de almindeligst benyttede metoder her i landet, særligt interesserede henvises til speciallitteraturen.

### FORUNDERSØGELSER

Når de indledende undersøgelser har vist, at pælefundering er den bedste udvej, suppleres de med yderligere undersøgelser for at fastslå pæleantal, pæledimensioner og rammedybder.

Nogen vejledning kan fås af mekaniske sonderinger, selvom sådanne undersøgelser aldrig bør stå alene, da de ikke direkte viser lagfølgen på stedet. En sondering med spidsbor giver således erfaringsmæssigt en rammedybde 1-3 m under den dybde, hvor sonderingsmodstanden er større end 50. Lignende erfaringer kan benyttes ved rammesondering; her afhænger sonderingsmodstanden dog også af rammesondens størrelse, således at talstørrelsen 50 må erstattes med et til den givne rammesonde svarende tal. Den hollandske sonde kan på tilsvarende måde give en ide om rammedybden. Erfaringerne må behandles med forsigtighed og omtanke.

Bedre er det, om der er så gode lagfølgeboringer, at man - under forudsætning af rolige geologiske forhold - derudfra kan fastlægge et kotekriterium (en rammedybde). Er jordens styrke bestemt, kan en geostatisk beregning foretages på projektstadiet.

Det er imidlertid endnu bedre at udføre prøveramninger på prøvepæle, hvis spids står i sand eller moræner og allerbedst at udføre egentlige belastningsforsøg på prøvepæle. Prøvepælene etableres altid i nærheden af lagfølgeboringer. De kan iøvrigt indgå i den færdige konstruktion. Det er naturligvis dyrt at udføre sådanne undersøgelser, men det økonomisk optimale antal prøveramninger eller -belastninger er dog uden tvivl større end det normalt anvendte. Fordyrelser undgås senere, hvis man fra starten kender pælelængden og eventuelle krav til rammegrej med en vis sikkerhed.



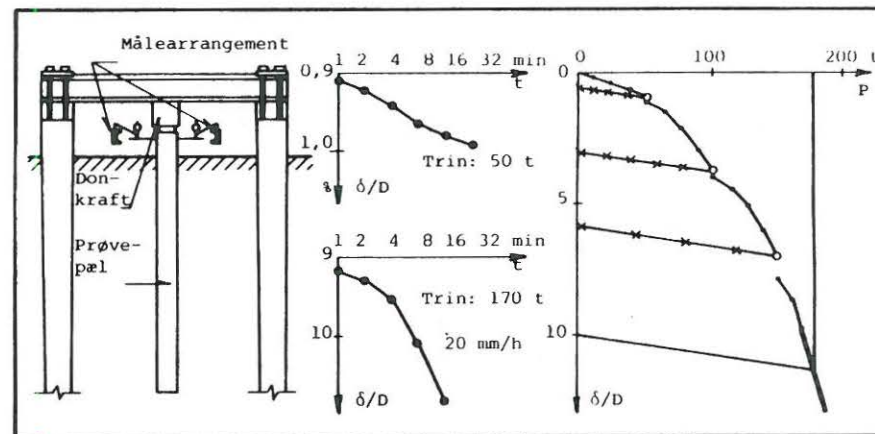
### PLANLÆGNING

På grundlag af forundersøgelserne kan selve arbejdet med at nedbringe pælene planlægges. Metoden er ofte givet på forhånd, man benytter normalt ramning, hvis ikke særlige forhold betinger andre løsninger (se side 9.29). Der kan være givet en kote til pælespids, i andre tilfælde et rammekriterium. Planlægningen kan naturligvis være nøjagtigst, hvis pælelængderne kendes på forhånd.

Arbejdet med nedbringning af pæle er led i en større proces og forløber derfor bedre, jo mere koordineret den samlede proces er. Hvis man ser bort fra bundforholdene på stedet, kan arbejdet vanskeliggøres. Findes der f.ex. sandede fyldlag over blød bund, kan det være bedre at ramme pælene fra markniveau med forlænger og senere grave ud, da fyldlagene så kan bære de tunge rammemaskiner. Bliver det nødvendigt at sænke grundvandet, påføres jorden ekstra effektive spændinger, der forsvinder igen, når sænkningen ophører. Pælenes bæreevne kan derved midlertidigt forøges så meget, at rammearbejdet hæmmes væsentligt eller umuliggøres.

### PRØVEBELASTNING

En prøvebelastning af en pæl foregår altid på en lokalitet med velkendte jordbundsforhold, altså i nærheden af en lagfølgeboring. Pæle i sand eller grus kan afprøves ca. 1 uge efter ramningen. Pæle i ler bør vente mindst 3-4 uger. Da belastningen normalt er temmelig stor (20-100 t), kan modholdet bedst etableres ved uden om prøvepælen at anbringe trækpæle. Der vil ofte være fire, og de kan rammes længere ned end prøvepælen. På pælene spændes et bjælkesystem, hvorpå der centralt over prøvepælen er anbragt en donkraft. Ved at måle olietrykket i donkraften har man et mål for den kraft pælen påvirkes med. Man kan dog også indskyde en kraftcelle mellem pælehoved og donkraft. Pælens nedsynkning måles med måleure, der er fastgjort på et målearrangement, der træder på jorden og ikke berører belastningsarrangementet. Måles der ingen nedsynkning ved vedvarende pumpning, har forsøget udviklet sig til en bestemmelse af trækpælens overflademodstand.



Prøvebelastninger af pæle kan udføres på mange måder, sædvanligvis påføres belastningen trinvis. Her vises det forslag, der fremgår af funderingsnormerne. Man har skønnet brudlasten til 200 t og besluttet at udføre særligt omhyggelige observationer ved 50, 100 og 150 t. For hvert belastningstrin observeres en tidskurve, der afbildet logaritmisk får en tydelig S-form, der afsluttes med en ret linie. Når dette er konstateret, aflastes pælen fuldstændig og genbelastes med kortvarige belastningstrin. De øvrige nybelastninger påføres også trinvis, men varer 15 min., og der aflastes ikke mellem trinene. Bliver tøjningshastigheden større end 20 mm/h udføres resten af forsøget med konstant hastighed og aflæsning med passende mellemrum.

På denne måde afsluttes forsøget med en kurve, hvor belastningen enten holder sig konstant, opnår en maximumsværdi, eller vedblivende vokser (som i det viste tilfælde). Brudlasten er da den konstante værdi, maksimumsværdien eller eventuelt som her den belastning der giver en blivende nedsynkning på 10% af pælebredden.

Opstillingen af belastningsarrangementet vil blive beskrevet i et senere kapitel.

## DIMENSIONERING AF PÆLE

Enkeltpæles bæreevne kan bestemmes på tre principielt forskellige måder.

Det simpleste er at beregne bæreevnen ved hjælp af de såkaldte geostatistiske pæleformler, der bygger på opdelingen af pælens bæreevne i et bidrag fra pælespidsens modstand og et fra pæleoverfladens modstand. Spidsmodstanden kan beregnes ud fra bæreevneformlerne ved at betragte spidsen som et dybtliggende fundament, idet det dog er nødvendigt at indføre korrektioner på dybdeleddet. Overflademodstanden beregnes udfra endnu mere simplificerede antagelser. De geostatistiske formler er behæftet med stor usikkerhed og er derfor ikke noget godt dimensioneringsgrundlag. Kun ved mindre sager vil man derfor nøjes med en geostatisk beregning.

Står pælene med spidsen i grus, sand eller fast, mager moræneler kan arbejdet ved nedramning af pælene give det nødvendige beregningsgrundlag. Ved en prøveramning måles pælehovedets nedsynkning pr. slag for en given hammervægt og en given faldhøjde. Ved hjælp af en god rammeformel (f.ex. den danske rammeformel) kan man da beregne pælens dynamiske bæreevne.

Rammeformler kan ikke anvendes, hvis pælen står med spidsen i ler, fordi den dynamiske bæreevne da ikke kan sammenlignes med den statiske på grund af ukendte poretryk ved pælespidsen.

Ved enhver større pælefundering bør man ikke stole på resultaterne af de to nævnte metoder, men foretage belastningsforsøg på et antal pæle, der såvidt muligt bør føres til brud. Pæle i sand og grus kan prøvebelastes allerede en uge efter ramningen, men for pæle i ler og silt bør man vente mindst 3-4 uger for at opnå regeneration af leret nærmest pælen. Man kan eventuelt undersøge pælebæreevnens tidsafhængighed. Denne metode er naturligvis de andre metoder langt overlegen, og sikkerhedskoefficienten kan da nedsættes væsentligt.

## PLACERING AF PÆLE

Pæleværket skal projekteres under hensyn til den nøjagtighed, hvormed pælene kan anbringes. De fleste pæle rammes og kan under rammeprocessen ændre position. Derfor indstøbes alle pæleender bedst i en jernbetonoverbygning. Jernbetonpæle gives en overlængde, således at pælearmeringen ved knusning kan frigøres og bukket ind i den overliggende armering. Stålpæle kan om fornødent svejses til armeringen.

En pæl beregnes normalt for træk- eller trykpåvirkninger, men unøjagtigheder ved pælens placering fremkalder små momenter. Et søjlefundament med en enkelt lodpæl placeret centralt under søjlen er derfor særdeles uheldig, men bør udformes med fire lodpæle. Under et stribefundament bør pælene af samme grund forskydes for hinanden.

Ved ramning af pæle kan inhomogeniteter i jorden let få pælen til at krumme. Er pælen kort, kan man ikke uden videre erkende en krumning, men er pælen lang nok, vil den fjedre mere end de andre. Udfra rammeforløbet vil man overvurdere bæreevnen af pælen. Pælen kan eventuelt knække, i værste fald uden at det bemærkes. Rammemodstanden falder dog. Uregelmæssigheder i rammeforløbet bør derfor indgå i en samlet vurdering af pælefunderingen.

Da pæleenderne rager op efter ramningen, bør der tilstræbes så stor afstand mellem pælene som mulig. Normernes krav om en mindste centerafstand på 2,5 gange pælens tværmål er således ud fra et rammemæssigt synspunkt for lille, men burde snarere være 3,5.

Ved store pæleværker fortrænges jorden efterhånden, som arbejdet skrider frem. Det forårsager for det første løftning af de pæle, man allerede har rammet, og efterramning kan blive nødvendig. Dernæst flytter pælene sig også i vandret retning. Endelig er der mulighed for at beskadige konstruktioner i nærheden, f.ex. nærliggende kajstrækninger.

Skråpæle bør altid placeres således, at de ikke skærer forbi lodpæle, eller lodpælene placeres i grupper, således at der bliver rigeligt plads til at ramme skråpælen.



### PÆLES SÆTNING

Et fundament på pæle sætter sig af to årsager, dels fordi den enkelte pæl deformeres og sætter sig og dels fordi den samlede virkning af alle pælene fremkalder sætninger i de underliggende lag.

Den enkelte pæls sætning fås fra prøvebelastninger, hvis pælen står i sand. Står pælen i ler, fås normalt kun initialsætningen med mindre der i prøvebelastningen er udført et særlig langt trin med brugsbelastningen.

En rammet pæls sætning vil være relativ lille, fordi ramningen har givet jorden talrige af- og genbelastninger. In situ-støbte pæle vil have tilsvarende større sætninger, da jorden nybelastes.

Gruppevirkningen medfører en yderligere sætning, som bliver relativt større, jo større pæleantallet bliver. Ved tungt byggeri på sand eller moræner kan man derfor ikke regne med, at sætningerne kan reduceres ved pælefundering.

Er pælene spidsbærende, kan sætningen af underliggende jordlag beregnes ved at fordele belastningen jævnt i niveau med pælespidserne. For kohæensionspæle kan en lignende fremgangsmåde anvendes, da kohæsionen væsentligst er udviklet langs pælens nedre ende.

### USIKKERHED VED GEOSTATISKE FORMLER

De geostatistiske formler kan som tidligere nævnt tjene til en foreløbig fastlæggelse af pæles bæreevne. Udføres prøvebelastninger afsluttet med trækforsøg kan spidsmodstand og overflademodstand separeres. Heraf fås de aktuelle værdier af konstanterne i pæleformlerne og dermed langt pålideligere beregninger.

Man vil opdage, at formlerne ikke er særlig gode for pæle i sand. Målinger kan vise, at en pæls spidsmodstand ikke vokser med dybden, når pælen er mere end 20 gange mindste tværmål nede i sandet. Endvidere ser det ud til, at enhedslasten på pælespidserne falder med voksende diameter. Indtil videre kan man dog ikke tage afvigelserne med i regningen. Endvidere må også formlen for overflademodstanden betvivles, men er dog formentlig på den sikre side.

### PÆLENS UDSEENDE EFTER RAMNING

Ved beregning af enkeltpæles eller pælegrupperes bæreevne anses pælen altid for at være retlinet. Det er imidlertid vanskeligt at fremstille en ganske ret pæl og endnu meget sværere at sikre, at den er ret efter at være rammet i jorden. Med de høje brudstyrker af betonen og med de nye låsesystemer er det muligt at anvende pæle med meget stort slankhedsforhold og meget høje tryk. En pæl på 40 m kan således være sammensat af tre eller fire delpæle og behøver derfor kun at have en sidelinie på 30 cm. I sådanne tilfælde er det væsentligt at sikre sig, at pælens krumning er ringe. Nogen krumning kan give differenssætninger (pælen fjedrer), ved større krumning nedsættes pælens bæreevne væsentligt.

Man er derfor begyndt at kontrollere pælens placering efter ramningen, men der findes endnu ingen krav til den tilladte mindste krumningsradius for pælen. I Sverige forlanges dog, at vinkeldrejningen i samlingen skal være mindre end  $0,8^\circ$ . Krumningens indflydelse beror naturligvis i høj grad på den omgivende jord. Gennem dyndlag må pælens krumningsradius være større end gennem sandlag, fordi sandet støtter pælen bedre. Mindste tilladelige krumningsradius er af størrelsesordenen flere hundrede meter.

Pælens placering måles i et centralt indstøbt inspektionsrør i pælen. Rørets indre diameter og form skal være ret nøjagtig, og røret skal placeres lige i pælens akse. I røret kan nedsænkes en stang med en given længde og diameter i forhold til røret. Sætter stangen sig fast, krummer pælen for meget og må kasseres. En bedre metode er den såkaldte inklinometermåling, der er udviklet i Sverige, og som også finder anvendelse her i landet. Inklinometret sænkes ned i inspektionshullet, og der måles med passende mellemrum pælehældningens størrelse og retning. Ved simpel trigonometri kan pælens form herefter udregnes. Ved sådanne målinger konstateres det, at pælespidsernes placering ved lange, slanke pæle ofte afviger flere meter fra den planlagte position.

## RAMMEDE PÆLE

### STÅLPÆLE

Stålpæle anvendes normalt kun, hvor andre pæle ikke kan fås i tilstrækkeligt lange stykker, eller hvor særlige forhold taler for at udnytte stålpælens store styrke. I områder med bløde jordlag underlejret af fast klippe, der kan tåle store kontakttryk, vil stålpæle således være en oplagt løsning.

Stålpælene udføres normalt i de forhåndenværende profiler. Der kan anvendes skinner, DIP eller HE profiler eller hule stålrør. Nogle stålvalseværker fremstiller specielle profiler. Stålpælene kan gøres vilkårligt lange ved at svejse et nyt profil ovenpå, idet samlingen udføres lige så stærk som resten af pælen.

Stålpælene er imidlertid for det første kostbare, for det andet kan de ruste, og endelig kan de få meget store udbøjninger under rammearbejdet, uden at det kan erkendes under ramningen.

Afrustningen kan i reglen antages at være 3 mm ifølge svensk byggenorm, men målinger tyder på, at 1 mm rusttillæg under normale forhold giver god sikkerhed. I særligt aggressive jordarter kan rustfaren være en alvorlig gene. Pælen kan da beskyttes katodisk, eventuelt kan pælen i en øvre aggressiv zone omstøbes med beton eller, hvis pælen er hul, kan den udstøbes med jernbeton.

Overfører stålpælen belastningen til fast klippe, forsynes pælespidsen med en bjergsko, der er en spids, hvormed klippen mejsles i stykker, således at pælen kan trænge lidt ind i fjeldet. Det er naturligvis af største vigtighed, hvis fjeldoverfladen er skrå, og samtidig er det temmelig vanskeligt at undgå sideværts bevægelser af spidsen. Er klippen hård, viser det sig, at bjergskoen ofte ødelægges under ramningen. Den må derfor være lavet af kromstål under nøje kontrol af kvalitet og hærtningsproces.

### TRÆPÆLE

I mange århundreder har pilotering med træpæle været en velkendt teknisk løsning på funderingsproblemer i sumpede egne. For 20-30 år siden benyttedes træpæle stadig til fundering af bygninger, da

de var meget billigere end andre pæletyper. I dag anvendes træpæle sjældent, da jernbetonpælene kan konkurrere også prismæssigt.

Træpælenes største fejl er, at de rådner over grundvandsspejlet. Man kan imprægnere fyrretræspæle forsvarligt på fabrik med tjæroleie, men træet er ubehageligt at tildanne, og ramningen vanskelig-gøres af udpresset tjæroleie. Træpæle anvendes bedst, hvor de udelukkende befinder sig under grundvandsspejlet, der imidlertid er synkende over alt i vore byer og mange steder på landet. Træpæle anvendes derfor kun til midlertidige konstruktioner eller på kystnære lokaliteter, hvor grundvandet er stabilt.

Alle træsorter kan anvendes, og der er tidligere anvendt både eg og bøg. Imidlertid foretrækkes træer, hvis naturlige vækst giver en stamme uden for store bugter (1-2%) og en passende længde og diameter af pælen. Gran foretrækkes, fordi det kan fås op til 18-20 m's længde, i sjældne tilfælde 25 m. Gran er billigt og tåler ramningen godt. Imprægneret fyr foretrækkes i visse tilfælde.

Pælene bruges normalt med deres naturlige form med eller uden bark og er da let koniske. Diameterændringen er ca. 1 cm pr. m eller mindre. Pælene betegnes normalt med angivelse af pælelængde og tværsnit på midten. Topdiametren (pælespidsen) bør ikke vælges mindre end 17 cm.

Ved tildannelsen afskæres pælehovedet omhyggeligt vinkelret på pæleaksen. Ved let ramning affases pælehovedet for at give en vis centrering af slaget, ved hårdere ramning lægges en stålring om pælehovedet. Anvendes rammehat, tilpasses pælehovedet denne. Pælespidsen afskæres normalt blot vinkelret på pæleaksen, men det er vigtigt at undgå skævheder, da pælene ellers skubbes til siden under ramningen og let knækker. Pælene kan eventuelt tilspidses med en flad pyramidestub. Er der sten i jorden, kan pælene tildannes tagformet med en spids topvinkel og beklædes med jernplader. I extreme tilfælde kan en mere indviklet beskyttelse anvendes.

Pælene tåler normal transport og behandling på bygge-



### JERNBANEBOEN OVER LIMFJORDEN VED AALBORG

Broen er et eksempel på et større bygværk, hvor såvel træpæle som stål-pæle har fundet anvendelse. Da pillen skal være stabil for vilkårligt rettede vandrette kræfter, må pælene arrangeres med skråpæle i alle retninger. Den ønskede sikkerhed etableres lettest, hvis pælene anordnes til såvel tryk som træk. Bundforholdene på den pågældende lokalitet kræver pælelængder op til ca. 45 m.

Ved broens bygning midt i 1930'erne valgte man af økonomiske og måske valutamæssige grunde at anvende pæle af dansk gran, som inden ramningen samledes ved hjælp af rørformede pladejernsmuffer med en diameter ca. 20 cm større end træpælens. Pæleenderne blev behugget svagt timeglasformede, og der blev islået et stort antal svære søm, som stak 4 cm uden for træets overflade. Efter anbringelsen i mufferne blev disse udstøbt med stærkt cementmørtel. Pælenes sammenføjning med pillernes underdel skete på samme måde som ved samlingerne, og der opnåedes en god overførsel også af trækraften.

Med så lange træpæle, som i det væsentligste er spidsbærende bliver pælenes elastiske deformationer ved spændingsændringer temmelig store. Da pillernes udstrækning som nævnt er lille, bliver pælegruppens inertimoment om pillens lodrette akse temmelig lille, og pillerne får da også målelige elastiske bevægelser for momentet om denne akse, hvilket især er mærkbart for klappillen, som påvirkes til vridning af vindtryk på klappen, når denne er åben.

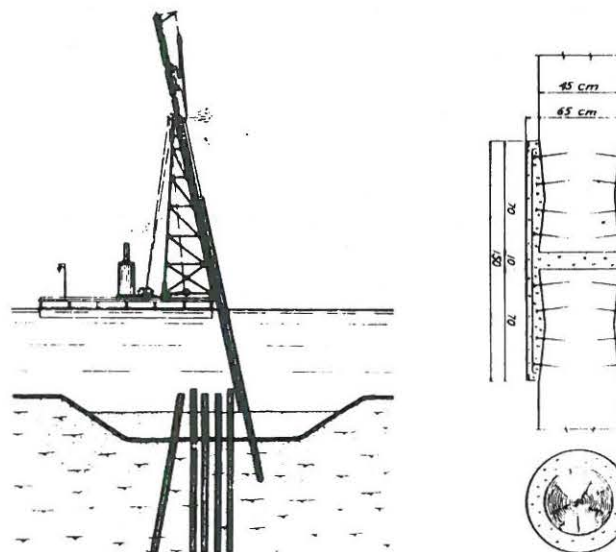
Ca. 20 år senere blev denne bro påsejlet, hvorved 2 brofag styrtede ned og blev stærkt beskadigede. For hurtigt at retablere trafikken, blev en nødbro etableret, og til brug herfor måtte fremstilles 2 mellempiller bestående af betonklodser liggende helt over vand båret af pæle, som således står helt frit i vandet.

For hurtigt at kunne fremskaffe pæle i de fornødne meget store længder, valgtes stål-pæle af profil dip. nr. 30-32 og 34, leveret i normale lagerlængder 12 og 14 m. De blev på land sammensvejet i så stor længde som rambukken tillod, nemlig 36 m. Efter ramnin-

gen blev pælene forlænget ved elektrisk svejsning, medens rambukken fastholdt forlængerstykket. Svejsningens kvalitet blev af hensyn til den voldsomme dynamiske påvirkning ved ramningen kontrolleret yderst omhyggeligt.

For skråpæle hældende mod nord opstod et ejendommeligt fænomen, idet disse pæle under ramningen blev meget stærkt magnetiske sandsynligvis under indflydelse af jordmagnetismen, og dermed blev svejsningen vanskelig.

Ved beregning af en pæl med fliget profil tillader normerne, at man regner med en omskreven polygon. For at afprøve rigtigheden heraf blev der ved nogle af pælene monteret tømmer mellem flangerne således, at der opstod et massivt rektangulært profil. Ramme-modstanden var praktisk talt uafhængig heraf.



## RAMMEDE PÆLE 2

## JERNBETONPÆLE

Jernbetonpæle støbes i dag normalt på fabrik i glat forskalling med rektangulært tværsnit. Det er muligt at få meget præcise pæle, hvor pælens ender står vinkelret på længdeaksen. Herved bliver pælen lettere at ramme med kun små sidebevægelser.

Pælene dimensioneres, således at en standardarmering kan anvendes, og der bør tages hensyn til den hårdhændede behandling under transport og ophejsning i ramme-position. (se figuren).

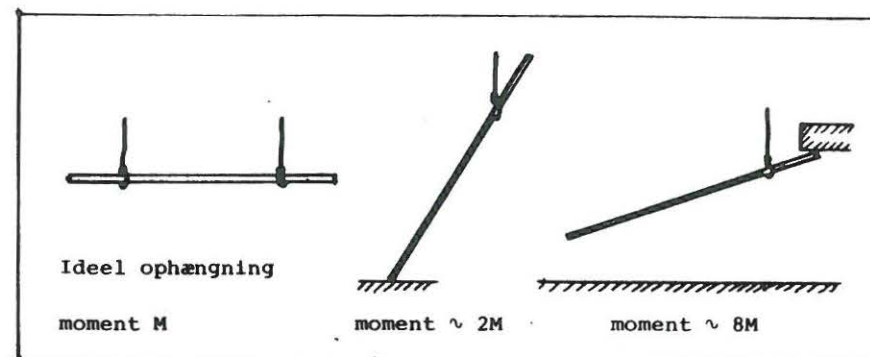
Skarpe kanter på pælene bør undgås ved at lægge trekantslister i formene, da kanterne ellers slås af under pælernes manøvrering.

De fabriksfremstillede pæles overflade er glattere end tidligere. Det synes således rimeligt i de geostatistiske pæleformler at reducere materialfaktoren  $m$  med 15% til 0.85, og  $N_m$  til 50-70% af den normale værdi for trækpæle i sand.

I de senere år er byggegrunde med stedse dårligere jordbundsforhold taget i anvendelse, og da samtidig bygninger er blevet tungere, stilles der større og større krav til funderingsmetoden, ofte resulterende i forslag om længere pæle. Kravet til armeringen vokser med anden potens af pælelængden. Løsningen på disse problemer er at indstøbe bøjningsstive koblinger i pæleenderne, hvorved det bliver muligt at sammensætte pælene af flere stykker.

På figuren er vist en svensk kobling, der er så god, at maksimumsmomentet højst reduceres med 10% og bøjningsstivheden med 20%. Til længdearmering er svejst koblingselementer, bestående af dorne og bøsninger, symmetrisk anbragt. Ved sammenkobling stødes dorne og bøsninger ind i hinanden, og der inddrives låsestifter gennem forud borede huller vinkelret på pælens og låseanordningens længdeakse. Under ramningen er dornene beskyttet af en løs blyplade.

Bliver en enkeltpæl længere end ca. 20 m, vil besparelsen i armeringen ved at dele pælen i to pæle netop opveje ekstraudgiften ved låseanordningen. Da der også indgår andre forhold i bedømmelsen af den maksimale pælelængde, bliver denne dog reduceret noget, nemlig



til ca. 15 m for en 25 cm pæl og til ca. 17 m for en 30 cm pæl, svarende til et slankhedsforhold på 1/60.

Fordelen ved at dele pælen er dog endnu større, hvis delpælens længder vælges med omhu. Skal man således ramme pæle, der vistnok skal være 20 m lange, kan man ved at bestille delpæle, der er 8, 10 og 12 m lange, i nogen grad væbne sig mod overraskelser, fordi de kan kombineres på forskellig vis, og derved dække intervallet fra 16-24 m med 2 meters mellemrum. Derved spares både tid og pæle, da der ikke skal borthugges så meget efter ramningen.

Kobling af pæle. Svensk system.





### DIMENSIONERING AF JERNBETONPÆLE

Ved dimensionering af pæle stilles der særlige krav til såvel beton som armering, idet det ikke er den statiske slutfase, der er dimensionsgivende, men de dynamiske påvirkninger under ramning og transport. Med den stigende rationalisering af fabrikationen af pælene, må man iøvrigt forvente, at udbuddet af pæle i fremtiden bliver meget ringe, f.eks. kun en bredde (30 cm) og nogle forskellige længder. Man vil derfor kun i sjældne tilfælde skulle dimensionere en pæl.

#### Betonen.

Betonen skal være resistent over for grundvand og jordart, hvis kemiske sammensætning afgør, hvilken cementtype der skal anvendes.

Betonen skal endvidere have en stor dynamisk styrke. Det opnås bedst ved at anvende vellagrede betonpæle (mindst 28 dage i rapid) af god styrke ( $C_{yl} > 400 \text{ kg/cm}^2$ ). Der bør ikke anvendes superrapid cement, og det bør bemærkes, at den dynamiske styrke ikke øges ved damphærdning.

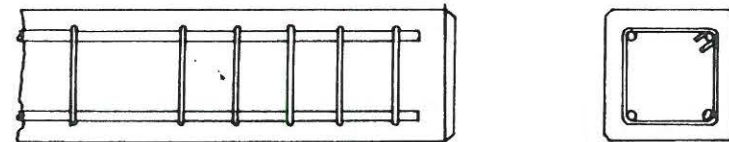
Pælen bør støbes meget præcist, endefladerne bør stå fuldstændig vinkelret på længderetningen. Betonlaget bør være 5 cm på enderne og 3 cm på siderne, hvorved opnås, at pælen bliver så stiv som mulig.

#### Længdearmering.

Tidligere søgte man at transportere og løfte en pæl så lempeligt som muligt. Pælen blev løftet i femtedelspunkterne og dimensioneredes herfor. Med moderne dyrt grej er man nødt til at behandle pælene mere brutalt f.eks. ved at løfte dem i den ene ende.

Længdearmeringen bør dimensioneres for dette moment. Det er endvidere økonomisk at anvende en svejsbar armering, (f.eks. kamstål 52). Hvor en enkelt trækpæls svigten kan afstedkomme en katastrofe, kan man galvanisere armeringen for at nedsætte korrosionen. (F.eks. ved enkelte mastefundamenter i et højspændingsanlæg.)

Armering i jernbetonpæl



Fabrikker, der fremstiller pæle her i landet, benytter eksempelvis følgende pæletyper:

Længde $\leq 12 \text{ m}$	20·20 cm	armering 4 $\varnothing$	14-16
Længde 12-16 m	25·25 cm	armering 4 $\varnothing$	18-20
Længde 18 m	30·30 cm	armering 4 $\varnothing$	20-22

Armeringsprocenten ses at være 1.5 - 2. Rammes pæle i bløde aflejringer ned til bæredygtige lag, kan påvirkningen af pælen blive så ringe, at armeringsprocenter ned til 0.75 kan tolereres.

#### Bøjler.

Betonnormerne angiver at afstanden mellem bøjlerne højst må være 10 gange længdearmeringens diameter, pælens mindste dimension eller 20 cm. I top og spids må afstanden halveres. Den mindste tilfældige bøjledimension er 5 mm.

## PÆLERAMNING

Præfabrikerede pæle kan bringes i position ved ramning, skylning, presning, vibrering eller skruning.

De tidligere nævnte træ-, stål- og jernbetonpæle nedbringes hyppigst ved ramning, medens de andre metoder væsentligst finder anvendelse ved specialpæle.

Hvor pæle skal rammes gennem hårde sandlag, der er underlejret af bløde jordlag, kan man supplere ramningen med samtidig nedskylning.

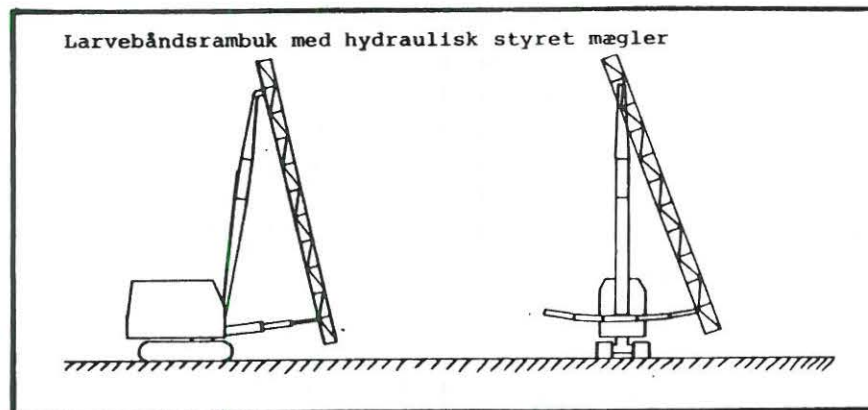
Ramningen foregår med en hammer af antagelig vægt ( $W_r$ ), der falder stykket  $H$  før slaget. Hammeren kan være en egentlig faldhammer, eller den kan være hel- eller halvautomatisk.

### RAMBUK MED FALDHAMMER

Rambukkens bevægelige del, hammeren, bruges til at overføre kinetisk energi til pælen. Hammeren hæves ved hjælp af et spil et passende stykke for derefter at falde så frit som muligt ned på pælen. Hammeren styres af en såkaldt mægler, der består af en bjælke med styreskinner samt tovskiver til wirerne.

En faldhammer skal have vægten koncentreret fornden, således at dens tyngdepunkt ligger stabilt i ophejsningstovets akse. Tyngdepunktet bør iøvrigt under ramningen også ligge i pæleaksen. Faldhammerens vægt bestemmer vægten af den pæl, der skal nedrammes (se næste side).

Mæglerens længde bestemmer pælelængden. Mægleren skal iøvrigt være stærk nok til at bære pæle og hammer - også i skrå stilling. Der rammes både lodpæle og skråpæle, og da det er mest praktisk at rejse mægleren i lodret stilling under ophejsning af en pæl, må mægleren kunne bevæges let og hurtigt. En ofte anvendt standard er hældning 1:3 bagover og 1:10 forover. Ved hældning forover samt ved slanke pæle kan det være nødvendigt at holde pælen ind til mægleren ved tovestopper.



Rammeudstyret monteres almindeligvis på en gravemaskine, hvorved det bliver let bevægeligt. Vægtfordelingen på basismaskinen kan vanskeliggøre manøvrering på blød bund, og maskinen fylder en hel del fra mægler til modvægt.

Det er derfor blevet mere almindeligt at anvende fabriksfremstillede larvebåndsmaskiner med hydraulisk styret mægler og letløbende styring af ramslaget. En sådan avanceret rammemaskine kan have en nyttehøjde på 22 m, et ramslag på 5 t og ramme med en maksimal hældning på 1:1. En dygtig fører kan ramme 60 slag pr. min. med en faldhøjde på 0,5 m.

Til sammenligning kan nævnes, at de tidligere nævnte basismaskiner med hængemægler har nyttehøjder under 15 m og maksimal ramslagsvægt på ca. 3 t og en betydelig mindre ramnehastighed (ca. 20 slag pr. min.).

Rambukken kan udformes på mange andre måder, f.eks. monteret på en skinnekørende undervogn og/eller udkraget mægler, hvorved de allerede rammede pæle kan danne fundament for kørestilladset. Udkraget mægler (Cantileverrambuk) kan anvendes på meget blød bund eller lavt vand.



### RAMBUK MED ENKELTVIRKENDE HAMMER

Ved ramning af meget store pæle, slår den almindelige rambuk ikke længere til, idet der er en økonomisk grænse for hvor store spil med tromle og wirer, der kan konstrueres.

For at kunne bevæge en meget stor faldhammer, indbygges bevægelsen i selve hammeren. Hammeren er hul og forsynet med et stempel, der går ud gennem hammerens bund. Ved at lukke damp eller trykluft ind over stemplet, løftes hammeren, og når en ventil åbnes, falder den. Ventilsystemet betjenes ved et snoretræk og hammeren kaldes derfor også for halvautomatisk. Hammeren styres af en mægler på rambukken. Vægten er maksimalt 20 tons, faldhøjden ca. 1 m og slagantallet ca. 30-50 slag i minuttet.

Det er vigtigt at centrere hammeren.

### AUTOMATISKE HAMRE

Automatiske hamre sættes igang ved at åbne en ventil eller tænde for en kontakt og fortsætter med at ramme, til de standses. De kræver ikke mægler, men må holdes i position, f.eks. ved ophængning i en gravemaskine.

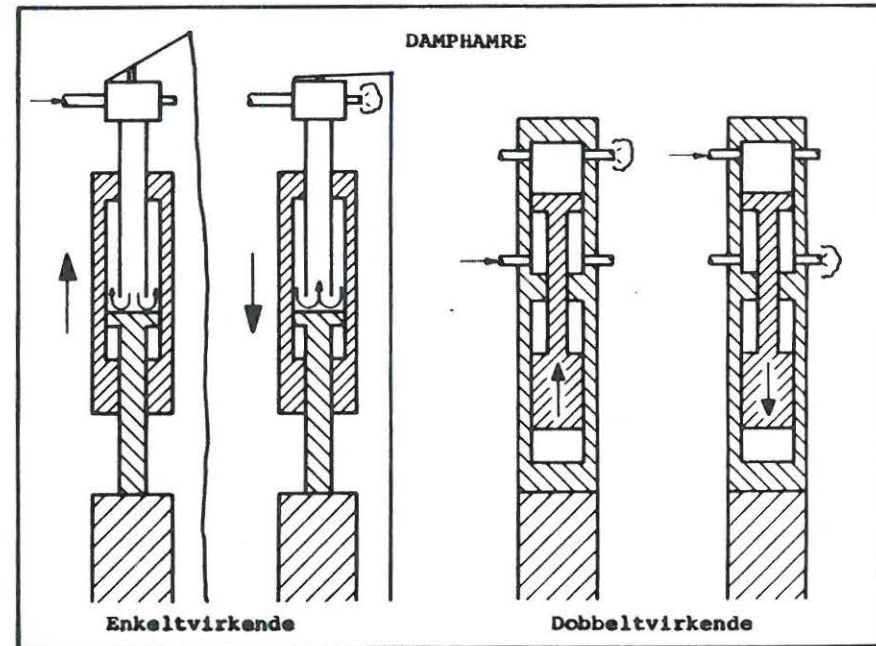
Dobbeltvirkende hamre.

Hammeren drives ved trykluft eller damp og er således indrettet, at dampen både løfter hammeren og accelererer den i faldet. (se figuren). Hammerens vægt ligger normalt mellem 3 og 6 tons. Slaghastigheden er 100-300 slag pr. min. med en faldhøjde på 20-60 cm. Hammeren kan også bruges under vand, hvis den drives af trykluft.

Hammeren benyttes ikke til træpæle, da pælene fjedrer for meget. Den er heller ikke anvendelig til jernbetonpæle, da den knuser pælehovedet.

Dieselhamre.

Dieselhammeren består af en cylinder, hvis bund er udformet som et ramnehoved. Stemplet er meget tungt og vil under faldet kompri-



mere luften under sig. Ved indsprøjtning af olie i cylinderen opnås under den sidste del af faldet en eksplosion, der sender stemplet til vejrs igen. Virkningen af slaget bliver herved større end ved faldet alene. Stemplet vejer fra 2 til 4 tons, faldhøjden er op mod 2.5 m og slaghastigheden 40-60 slag pr. min.

Dieselhammeren har vundet stor udbredelse til sædvanlige rammeopgaver.

Vibrationshamre.

En kraftig vibrator kan ved montage på en pæl sætte denne i så kraftige vibrationer, at bæreevnen reduceres væsentligt, og pælen synker i jorden. Fremgangsmåden virker bedst ved nedbringning af lette stål-pæle i sandlag over grundvandsspejlet.

RAMMEFORMLER

Ved anvendelsen af en rammeformel bestemmer man pælens dynamiske bæreevne ud fra observationer af rammeprocessen.

Til grund for rammeformlerne ligger en energibetragtning. Den energi ramklodsen kan aflevere ved frit fald er  $H \cdot W_r$ , ved ramning  $\eta H \cdot W_r$ , hvor  $\eta$  er en effektivitetskoefficient, der afhænger af ramslagets type, vedligeholdelsestilstand og rammeførerens dygtighed.  $\eta$  kan efter normerne sættes til 0.7 for faldhamre, der trækker tromlen med sig, til 0.9 for damphamre og til 0.4 for dieselhamre, idet der for  $H$  indsættes den maksimale faldhøjde. Som det senere vil ses, er det væsentligt at fastslå en korrekt værdi af  $\eta$  ved måling. Med hængemægler vil man måle  $\eta$  fra 0.5 til 0.8, en velholdt moderne rammemaskine med kuglelejføring har  $\eta > 0.9$ . Den tilførte kinetiske energi overføres ved slaget til pælens ramhat, videre gennem pælen og eventuelle samlinger til jorden. Energiligningen kan opskrives

$$\eta W_r H = E_{el} + E_{pl} + \Delta E$$

hvor  $E_{el}$  er det elastiske energitab i pælen,  $E_{pl}$  er den del, der medgår til pælens nedsynkning ( $E_{pl} = Q \cdot S$ ) og  $\Delta E$  er energitab ved sammenstødet mellem pæl og ramslag, i rammehaten og i samlinger.  $\Delta E$  kan vanskeligt beregnes og negligeres i flere af rammeformlerne. Ved opstilling af den danske rammeformel har Bent Hansen og Torben Sørensen således vist, at det er tilladeligt at se bort fra energitabet ved sammenstødet. Energitalet i rammehat og eventuelle samlinger må derimod i princippet medregnes, f.eks. ved en reduktion af  $\eta$ . Der foreligger dog ikke pålidelige metoder til at foretage denne reduktion.

Den danske rammeformel lyder:

$$Q = \frac{\eta H W_r}{S + 0.5 S_0} \quad \text{hvor } S_0 = \sqrt{\frac{2 \eta H W_r L_p}{A E}}$$

hvor  $S$  er nedsynkningen pr. slag målt som middelværdien i en serie, der giver en samlet nedsynkning på 20 cm, og uden pause før måleserien.  $S_0$  er pælens elastiske sammentrykning. Pælen har længden  $L_p$ , tværsnitsarealet  $A$  og elasticitetskoefficienten  $E$ .  $Q$  er pælens dynamiske bæreevne.

Af rammeformlen ses, at  $Q$  varierer med  $\sqrt{\eta}$  ( $S \ll S_0$ ). Skal rammeformlen anvendes til bestemmelse af  $Q$ , må der derfor indsættes en konservativ værdi af  $\eta$ , med mindre  $\eta$  er målt.

Sammenhængen mellem den dynamiske og den statiske bæreevne kan undersøges ved at udføre prøvebelastninger. Som hovedregel gælder, at der ikke er stor forskel på de to bæreevner i sand og moræner, og at rammeformlen derfor i disse tilfælde kan være dimensioneringsgrundlag.

Den teoretisk største bæreevne, der kan opnås med det anvendte rammeudstyr, er  $Q_0 = \sqrt{2 \eta H W_r A E / L_p}$ , idet  $S = 0$ . Ved ramning til bæreevne større end  $0,9 Q_0$  (d.v.s.  $S < 0,05 S_0$ ) vil pælematerialet imidlertid overanstreges med mulighed for brud i pælen. Ved ramning af sammensatte pæle vil det være bedst at holde sig noget under  $0,9 Q_0$ .

VALG AF RAMMEUDSTYR

Det er først og fremmest hammerens vægt, der afgør valget af rammeudstyr, men også andre forhold kan spille ind, såsom det øvre jordlags beskaffenhed, samt pladsforholdene på arbejdspladsen og hensynet til folk på og uden for arbejdspladsen (støj) samt huse i nærheden (rystelser).

Den energi, et rammeudstyr kan aflevere, er proportional med rammeslagets vægt og faldhøjde. Erfaringen viser dog, at det er bedst at vælge en rimelig tung hammer, og til gengæld reducere faldhøjden. Herved skånes såvel pæl som rammeudstyr mest muligt. Funderingsnormerne giver følgende retningslinier:

Pæle af jernbeton	$\eta H < \text{ca. } 1 \text{ m, } W_r/W_p > 0,8$
Pæle af stål	$\eta H < \text{ca. } 2 \text{ m, } W_r/W_p > 1,5$
Pæle af træ	$\eta H < \text{ca. } 4 \text{ m, } W_r/W_p > 1,0$

hvor  $W_p$  er pælens vægt.

Kendes pælematerialet, rammemateriellet og den forventede bæreevne  $Q$  for pælen, kan de ovennævnte regler i forbindelse med beregning af  $Q_0$  tjene som dimensioneringsgrundlag.

Som eksempel på de øvre jordlags indflydelse kan nævnes arbejder på blød bund, hvor ramning med faldklods kan få basismaskinen til at okke ned i jorden. Her er dieselramslaget bedre egnet, da kræfterne overføres direkte til pælen og ikke til basismaskinen.

Støjgener kan vanskeligt afhjælpes på anden måde end ved at koncentrere ramningen over et så kort tidsrum som mulig, bortset fra de tilfælde, hvor vibrator kan anvendes. Rystelser kan ligeledes vanskeligt undgås, men der kan foretages målinger af virkningen på bygninger i nærheden. Skal rystelser eller støjgener undgås, henvises man til andre fremgangsmåder, som f.eks. at presse pælene ned.



### RAMMEHAT

For at skåne pælens hoved anvendes en rammehat.

Ved træpæle lægges dog blot en kraftig stålring omkring pælehovedet.

Rammehaten sættes oven på pælen og skal passe til denne. For spunsjern må man have en særlig rammehat for hvert profil, og en sådan leveres derfor med jernene.

Rammehaten konstrueres således, at den skåner pælen mest muligt samtidig med, at den er så lidt elastisk som mulig for at kunne overføre så stor en del af ramslagets energi til pælen som muligt. Mod pælehovedet anbringes derfor et blødt mellemlæg og over en solid mellembund anbringes det materiale, der skal modtage slaget. Der anvendes bedst hårdt træ, f.eks. et stykke endetræ af eg eller Azobé.

Man kan ikke undgå, at en del af den kinetiske energi omsættes til varmeenergi i rammehaten, men det er ønskeligt at varmeudviklingen er minimal.

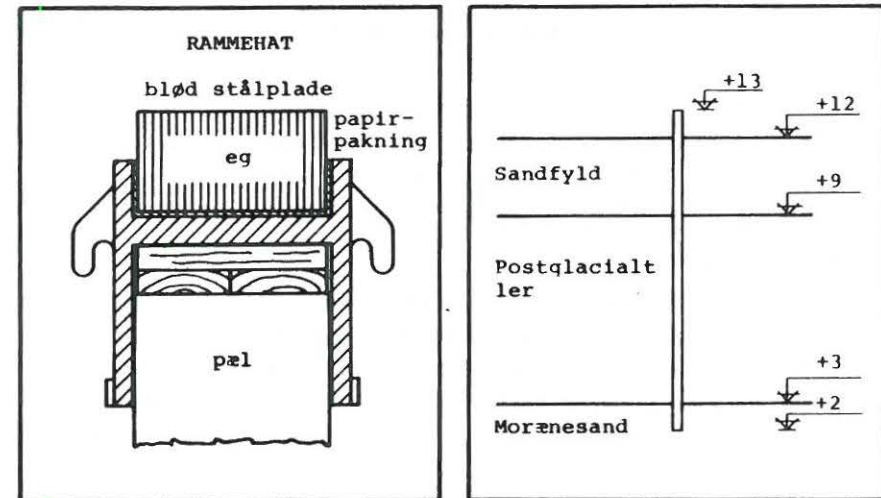
### FORLÆNGER

Skal pælehovedet rammes ned i jorden, anbringes en forlænger på pælehovedet (kaldes også for påsætter, ged eller dolje). Også denne sluger energi, men der foreligger ingen danske normkrav. Svenske normer foreskriver, at påsætteren bør være af stål og have et areal på ca. 25% af pælens.

### SAMLINGER

Det kan vise sig nødvendigt at sætte et pælestykke ovenpå den allerede rammede pæl. Bortset fra det krav, at samlingen må kunne overføre den statiske og dynamiske påvirkning sikkert til den nedre del af pælen, bør samlingen være så lidt fjedrende som mulig.

### BEREGNINGSEKSEMPEL



Der skal udføres en pæleramning på et område med de på figuren viste jordbundsforhold. Pælene er jernbetonpæle med sidelinien 20 cm, og belastningsforsøg har vist, at den statiske bæreevne er 48 t. Vælg mellem følgende tre til rådighed stående rammeudstyr.

1. Traditionel hængemægler. Ramslagsvægt 0.5 t.  $\eta = 0.7$
2. Traditionel hængemægler. Ramslagsvægt 1.5 t.  $\eta = 0.7$
3. Dieselslags. Ramslagsvægt 3.5 t.  $\eta = 0.4$   $H_{\max} = 1.25$

$Q_0$  kan beregnes for de tre udstyr. For  $\eta H$  sættes for hængemæglerne 1 m. Idet  $E = 2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \text{ fås}$

1.  $Q_0 = \sqrt{2 \cdot 0.5 \cdot 0.04 \cdot 2 \cdot 10^6 / 11} = 85 \text{ tons}$
2.  $Q_0 = \sqrt{2 \cdot 1.5 \cdot 0.04 \cdot 2 \cdot 10^6 / 11} = 150 \text{ tons}$
3.  $Q_0 = \sqrt{2 \cdot 0.4 \cdot 1.25 \cdot 3.5 \cdot 0.04 \cdot 2 \cdot 10^6 / 11} = 160 \text{ tons}$

Alle tre ramslag skulle derfor være velegnede. Sammenlignes vægten af ramslagene med pælens vægt, der er ca. 0.9 t, ses det imidlertid, at 1 er uegnet:  $W_R/W_P = \frac{0.5}{0.9} < 0.8$ . 2 og 3 må på det foreliggende grundlag anses for lige egnede.

ANDRE PÆLEFUNDERINGSMETODER

Selv om rammede pæle er langt den almindeligste pæletype, er der dog funderingsproblemer, der kræver andre metoder til etablering af pælefunderingen. I det følgende nævnes nogle af de problemer, der er så almindelige, at mange ingeniører vil komme ud for dem.

Metoderne til at løse problemerne er derimod så mangfoldige og forskelligartede, at det ligger helt uden for kompendiets målsætning at opstille et brugbart katalog over specielle metoder.

FUNDAMENTSFORSTÆRKNING

Man kan ønske at forstærke fundamenter under ældre bygninger af mange årsager. En dyb udgravning umiddelbart ved siden af bygningen nødvendiggør en foranstaltning for at hindre nedsynkning. Ombygninger kan belaste fundamenterne mere end oprindelig planlagt, revnedannelser ønskes stoppet eller eventuelt sunkne bygningsdele oprettet.

Man vil i sådanne tilfælde anvende præfabrikerede, korte pæleelementer, som presses ned i jorden af hydraulisk materiel med bygningen som modhold. Nedpresningen standses, når kraftpåvirkningen har nået en passende størrelse. For spidsbærende pæle i sand og moræneler, kan pælen betragtes som en prøvepæl, og nedpresning standses, når det bæredygtige jordlag er nået, og der samtidig er den fornødne sikkerhed mod brud ( $f_b = 1.4$ ). For adhæsiionspæle må man være opmærksom på, at bæreevnen under nedtrykningen er stærkt reduceret på grund af omrøringseffekten. Imidlertid forløber regenerationen meget hurtigt, og det kan da ved slutnedpresningen dagen efter påvises, at bæreevnen er vokset meget i nattens løb. Det vil formentlig altid kunne betale sig at udføre denne prøve.

Herhjemme anvendes de såkaldte Megapæle, der blandt andet er anvendt til sikring af Thorvaldsens Museum i København og Aalborgs gamle rådhus. I Mexico City har man på lignende måde hævet en hel bygning ca. 2,5 m.

RYSTELSER OG STØJ

Ønskes en pælefundering foretaget i et iøvrigt fuldt udbygget miljø, kan rystelser og støj fra ramning ødelægge så meget, at andre metoder med fordel kan tages i anvendelse.

En af mulighederne består i at udstøbe pæle på stedet i dertil indrettede boringer. In situ pæle kan derved få den størrelse, man ønsker. Der kan bores med eller uden foringsrør. Anvendes foringsrør ikke, fyldes borehullet successivt med boreslam, og der kan udstøbes med undervandsbeton. Hvis der anvendes foringsrør, vil man normalt søge at genvinde det, og det må da trækkes op samtidig med støbningen af pælen. In situ pæle bør støbes med stor omhu for at undgå indfaldende jord danner svage partier eller støbeskel i pælen.

Borede in situ pæle anbringes oftest i jorden uden fortrængning. Imidlertid beror en pæls bæreevne på, at der ved fortrængningen fremkaldes store vandrette "forspændinger" i jorden. Bæreevnen af borede in situ pæle bør beregnes med reducerede koefficienter i de geostatistiske formler.

Ønsker man at anvende adhæsiionspæle, hvori overflademodstanden udgør en stor del af bæreevnen, bør pælen derfor rammes. Man kan da udføre en boring ned gennem de dårlige jordlag (f.eks. fyldlag og dynd) til de bærende jordlag (f.eks. yoldialer), anbringe en præfabrikeret pæl i boringen og ramme den ned i de bærende lerlag. Rystelserne bliver væsentlig reduceret ved denne metode. En speciel pæletype er en nedrammet in situ pæl (frankipæl).

Man kan naturligvis også presse pæle ned gennem de øvre jordlag til fast bund, men metoden bliver unødigt dyr, fordi modholdsarrangementet er dyrt.

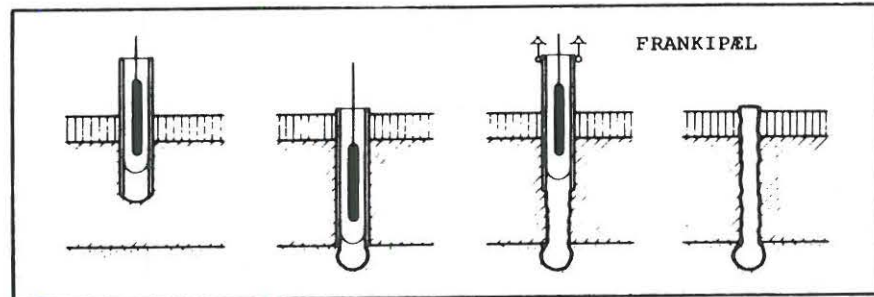


### FRANKIPÆLE

Til fremstillingen af en frankipæl benyttes en speciel rambuk og en speciel hammer, der er ca. 6 m lang og vejer 2.5 - 3.5 tons. Et stålør placeres oven på jorden på nedramningsstedet og fyldes på den nederste meter med frisk, jordfugtig beton. Ved ramningen komprimeres denne beton så meget, at den nødvendige del af ramme-energien overføres til røret. Resten overføres til jorden og fortrænger denne. Under den fortsatte ramning drives røret og betonproppen ned i jorden til den ønskede dybde. Betonproppen hindrer vand og jord i at trænge ind i foringsrøret. Som kontrol på propens placering mærkes slagwiren, og mærkets placering i forhold til overkant af rør kontrolleres under ramningen. Når den fornødne dybde er nået, fastholdes røret, hvorved betonproppen slås videre ned i jorden. Før den slås helt ud efterfyldes med nyt, jordfugtigt beton, og der etableres en pælefod med stor bæreevne. Herefter placeres armeringen, og selve pælen støbes ved successiv indfyldning af ca. 100 liter beton, optrækning af en tilsvarende rørlængde og efterfølgende ramning inden i armeringen, hvorved betonen komprimeres og trykkes ud i jorden. Der opnås endvidere, at pæleoverfladen bliver meget knudret.

Frankipælen har flere fordele. Da hele rammeenergien overføres til pælespidsen, bliver gennemtrængningsevnen meget stor. Rystelserne skifter karakter og bliver formentlig mindre skadelige. Også støjgenerne er mindre end ved traditionel ramning. Pælens form er meget hensigtsmæssig. Pælefoden kan blive meget stor, hvorved spidsmodstanden øges. Overflademodstanden kan medregnes med sin fulde værdi, fordi overfladen bliver meget knudret. Det har naturligvis også stor betydning for pælens bæreevne, at der opstår store forspændinger i jorden. Frankipælen har naturligvis samme svaghed som andre in situ støbte pæle. Det kan være svært at kontrollere støbearbejdets kvalitet.

Fiskebækbroen, der styrtede ned i februar 1972, var funderet på frankipæle. Jorden omkring pælene viste sig at være for svag til at stive effektivt af i sideretningen, hvorved betonen kunne pres-



se armeringen ud af form. Det kunne have været opdaget ved effektiv inspektion.

### BOREPÆLE

Ved meget store koncentrerede belastninger kan anvendes borede pæle med stor diameter (op til ca. 2 m). Eksempelvis kan nævnes, at Asnæsværket er funderet på pæle med en påvirkning på op til 850 t.

Under borearbejdet anvendes en speciel grab af robust konstruktion. Foringsrøret belastes, idet det samtidig roteres frem og tilbage, hvorved det synker ned i takt med udgravningen. Foringsrøret kan trækkes op igen efter eller samtidig med at jernbetonpælen udstøbes.

Som eksempel på denne metode kan nævnes Benotopælen, der kan anvendes på store dybder (f.eks. 70 m). Den er anvendt under Asnæsværket og den ny Børsbro i København. En lignende metode er Franki-borepælen, der dog ikke anvendes på større dybder end 20-25 m.

### PÆLE MED TABT FORINGSRØR

I USA anvendes hovedsageligt in situ støbte pæle med efterladt foringsrør på grund af de store lønninger og relativt lave stålpriser. Det ligger dog uden for dette kompendiums rammer at beskrive sådanne pæletyper nærmere.

### INHOMOGENITETER

Ramningen af pæle vanskeliggøres eller umuliggøres af store sten, gamle fundamenter, gamle bolværker eller lignende hårde "fremmedlegemer".

Man kan her med fordel anvende borede pæle. Der kan også anvendes frankipæle, hvis gennemtrængningsevne er stor.

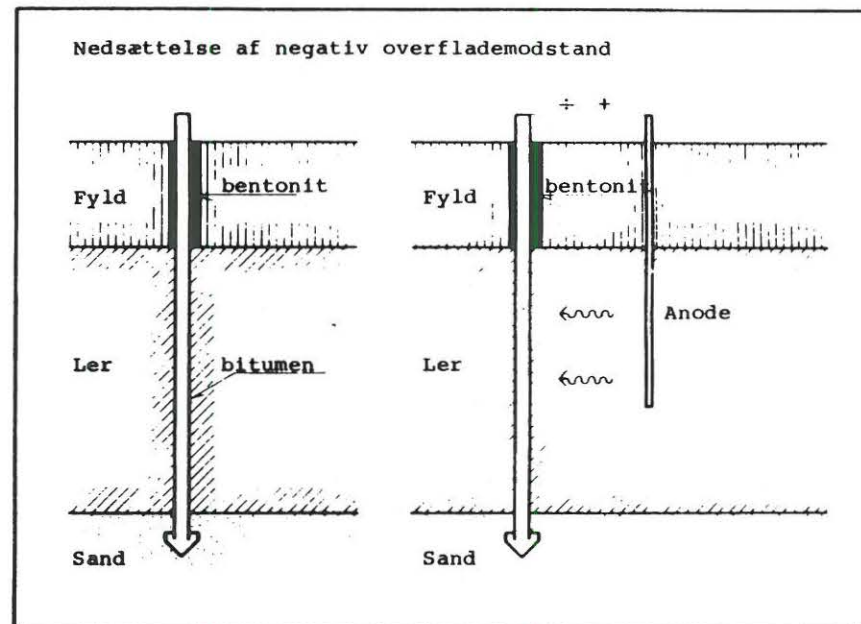
### FORTRÆNGNING

Ved ramning af pæle fortrænges jorden og store jordtryk vil kunne opstå på nærliggende konstruktioner som f.eks. støttemure eller spunsvægge. Også i dette tilfælde kan man anvende borede og in situ-støbte pæle, eller man kan bore under den kritiske kote og herfra nedramme en præfabrikeret pæl.

### NEGATIV OVERFLADEMODSTAND

Pæle, der er spidsbærende og rammet til bæredygtige lag, får naturligvis en ekstra sikkerhed ved overflademodstand i de bløde øvre lag. Den er dog som regel betydningsløs. Udlejres oven på de bløde lag andre lag f.eks. fyld eller sand, vil de bløde lag sætte sig omkring pælene og i nogen grad hænge i pælene. Overflademodstanden betyder nu en reduktion i pælens bæreevne, deraf navnet negativ adhæsion. På figuren er dette antydnet. Da overflademodstanden i de bløde lag vokser som følge af konsolidering, og der også er overflademodstand i det påfyldte sandlag, andrager den maksimale overflademodstand nu en betragtelig størrelse. Hvis pælen kan synke ned i det underliggende lag, reduceres overflademodstanden, men bygværket får sætninger. Hvis pælen ikke må sætte sig, må den være dimensioneret til at kunne bære den ekstra belastning fra den negative adhæsion, og pæletværsnittet lige over det bæredygtige lag må kunne optage meget store spændinger.

Overflademodstanden kan reduceres væsentligt på stål-pæle. Man kan smøre stål-pælen ind i bitumen, der da må beskyttes under nedramningen. Det viser sig, at en forstørret pælefod, der bryder et større hul i jorden under nedramningen, yder fornøden beskyttelse.

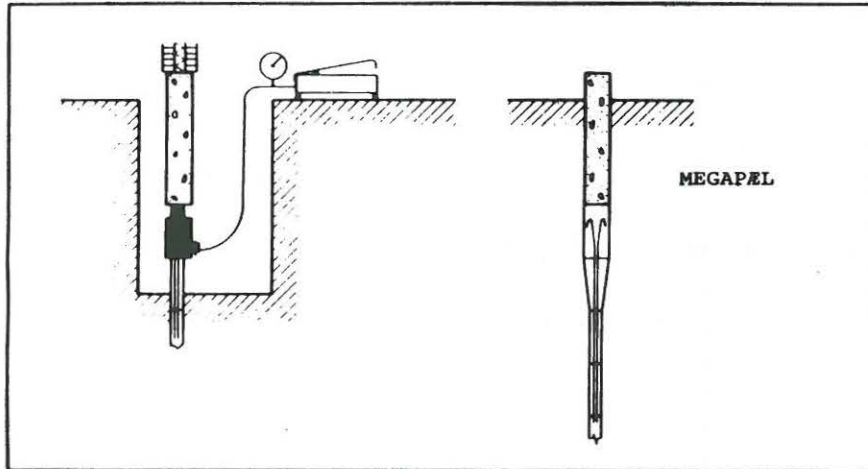


Hullet i jorden må da stabiliseres med thixotrop boreslam. Målinger har vist, at overflademodstanden reduceres med en faktor på op imod 10. Man kan opnå næsten det samme ved at udføre en katodebeskyttelse af den samme pæletype med forstørret fod og boreslam omkring pæle under ramningen. Man må da i nogen afstand fra pælen (f.eks. 5-10 m) anbringe et lodret rør med en længde lidt under eller lig med pælelængde. Røret tjener til anode, og vandet i jorden drives på denne måde hen til pælen, hvor det hindrer jorden i at regenerere. Med et effektforbrug svarende til almindelig katodisk beskyttelse (4 A ved 0,6 V) er der målt en reduktion i overflademodstand på 50%.

Også jernbetonpæle viser overraskende nok en reduktion af overflademodstand ved et dæklag af bitumen.



## MEGAPÆLE



Megapæle består af cirkulære eller kvadratiske elementer, der er 60 eller 80 cm lange med en sidelinie op til 30 cm. Elementerne er forsynet med en cylindrisk kanal, hvori der til sidst anbringes armering og udstøbes beton. Kanalen kan vise de enkelte pælestykkes indbyrdes placering ved nedsænkning af en elektrisk pære.

Elementerne er støbt i glat forskalling med endeflader, der står nøjagtig vinkelret på pæleaksen. Det første element er tilspidset forneden.

Der udføres en modholdsanordning ca. 1.2 - 1.5 m over udgravningsniveau, eller udgravningen føres 1.2 - 1.5 m under fundamentsunderkant på et kortere stykke. Pælestykket kan herefter nedpresses med en donkraft, og det næste pælestykke anbringes oven på og forbindes hermed ved hjælp af pladejernsstyr.

Når den nødvendige nedpresning er tilendebragt, kiles der profiljern ind mellem overside pæl og underside fundament, hvis man vil hindre bygningen i at sætte sig svarende til pælens elastiske sammentrykning.

## RESONANSVIBRERING

Ved denne metode, der er udviklet i USA, frembringes en pulserende kraft i pælens længderetning. Effekten er temmelig stor (flere hundrede Hk). Der vælges en frekvens i området 60-120 Hz svarende til pælens egenfrekvens eller første overtone. Pælen kommer derved i stående længdesvingninger, bliver altså rytmisk kortere og længere. Jordarternes egenfrekvens ligger normalt i området 15-30 Hz, og kan derfor ikke følge pælens bevægelser. Er den anvendte energi tilstrækkelig stor, opnås herved i friktionsjordarter en væsentlig reduktion af overflademodstanden. Fastholdes pælehovedet, vil pælespiden derfor udføre bevægelser, der ligner resultatet af almindelig ramning. Imidlertid belastes pælespiden såvel af pælens egenvægt som af oscillatoren, hvorved pælen synker i jorden med en hastighed, der er ca. 10 gange så stor som ved normal ramning. Vibrationernes frekvens er så høj, at jordens dæmpning bliver effektiv, og metoden kan anvendes ganske tæt (1 m) op ad selv følsomme bygninger.

## 9.5 SÆNKEBRØNDE

Denne funderingsmåde kan anvendes, hvis de bæredygtige jordlag befinder sig i nogen dybde under jordoverfladen og udgør da et alternativ til pælefundering. Med udviklingen af de mange pæletyper (f. eks. benotopæle) er anvendelsen af sænkebrønde blevet sjælden. Sænkebrønde udgør et realistisk alternativ, hvor store vandrette kræfter skal overføres til jorden (f.eks. ved højspændingsmaster).

Funderingsmåden kan også anvendes, hvor en direkte fundering giver grundvandsproblemer og eventuelt nødvendiggør udførelse i byggegrube. Brønden vil herved udgøre en slags byggegrubeindfatning.

### SMÅ SÆNKEBRØNDE

I sin simpleste form består den færdige sænkebrønd af et antal brøndringe, der under udgravningsarbejdet anbringes oven på hinanden i takt med nedsænkningen af brønden. Man afretter først jordoverfladen og anbringer brøndringen derpå. Ved at udgrave jorden inden i, synker brønden som følge af sin egenvægt. Når overflademodstanden på brøndens sider bliver stor nok, bliver det nødvendigt at anbringe ballast på den øverste ring.

Når grundvandsspejlet nås, bliver det hurtigt nødvendigt at udgrave vådt, da der ellers sker løftning af bunden eller indskylning af sand. Man må da anvende mammutpumpe, der dog højst kan transportere ca. 10% sand, eller grab.

Efter at bundkoten er nået, udstøbes en bundprop af beton, brønden lænses og støbes helt ud. Eventuelt udstøbes det hele under vand.

Man kan, hvis pladsforholdene tillader det, foretage udgravningen med maskine, placere sænkebrønden heri og tilkaste hullet igen.

Sænkebrønden fungerer herefter som en kort, kraftig pæl.

### STØRRE SÆNKEBRØNDE

Ved en "stor" sænkebrønd forstås her en brønd, der af hensyn til stivheden er inddelt i flere mindre kamre ved hjælp af tværvægge, og som er så tung, at den må støbes på stedet f.eks. i glideforskalling. For at en sænkebrønd kan være en økonomisk forsvarlig løsning må den gøres så stor, at udgravningen i de enkelte kamre kan foregå maskinelt. Tidligere anvendtes den såkaldte tryklufsfundering ofte ved udgravning under grundvandsspejlet, men idag vil vådgravning oftest være den eneste mulighed, med mindre en samtidig grundvandssænkning udføres.

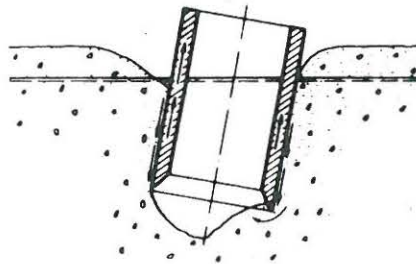
Der udgraves så langt som muligt uden sænkebrønd. Pladsforhold eller grundvandsproblemer afgør niveauet. Efter afretning udstøbes sænkebrønden på stedet. Den forsynes forneden med et skær, der kan være beskyttet af stålplader. Sænkebrønden kan færdigstøbes på en gang eller i takt med gravearbejdet, eventuelt kan der anvendes glideforskalling, hvis det er praktisk muligt.

Under udgravning er det meget væsentligt, at sænkebrønden bevæger sig præcist og lodret ned i jorden. Dette opnås ved at udgrave lige meget i alle kamre. Er en sænkebrønd alligevel kæntræt lidt, kan den rettes op igen ved at udgrave først i nærheden af det skær, der skal bevæges mest. Opretningsarbejdet er besværligt, og positionen kan ikke fastholdes. For den heldige gennemførelse af projektet betyder det meget at reducere overflademodstanden (ballastering af kanten er ofte umulig), således at jordens påvirkning på siderne alene tjener til styring af brønden. Man kan udlede thixotrope væsker (bentonit) gennem indstøbte slanger lige over skæret, hvorved hele ydersiden af brønden smøres. Jorden bliver herved heller ikke belastet med sænkebrøndens vægt, og en stor del gravearbejde undgås. (Se tragt på figur). Denne teknik kan naturligvis også benyttes ved mindre sænkebrønde.

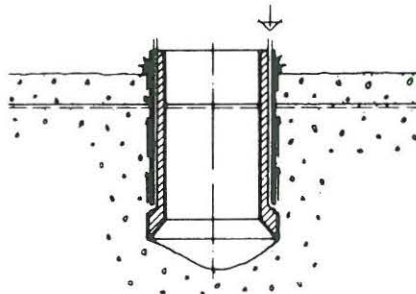
Som et moderne eksempel på en stor sænkebrøndsfundering kan nævnes et parkeringshus i Geneve, hvor sænkebrøndens diameter var 60 m. Figuren taler for sig selv.



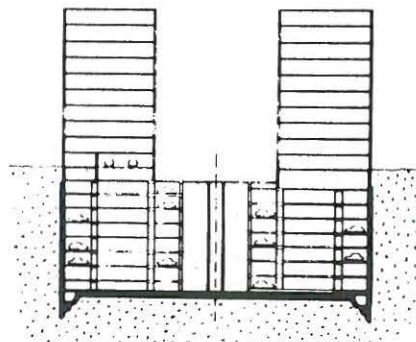
Almindelig  
sænkebrønd



Sænkebrønd uden  
sidefriktion



Stor sænkebrønd  
Parkeringshus



### TRYKLUFTSFUNDERING

En speciel type sænkebrønd er forsynet med et dæk 2-3 m over skæret, hvorved der dannes et kammer mellem jorden og sænkebrønden. Sættes dette kammer under tryk af samme størrelse som vandtrykket i det jord, der skal bortgraves, forhindres vandtilstrømningen til kammeret. Princippet er det samme som i en dykkerklokke og er da også særlig velegnet på vand.

Metoden er besværlig, idet såvel mandskab som materiale må sluses ud og ind af kammeret, og anvendelse af maskiner er besværlig eller umulig. Man har dog i de senere år søgt at anvende spuling til at løsrive jorden med, hvorefter den pumpes bort af en mammutpumpe. Anvendelsen af en betonpumpe til transport af beton til støbestedet reducerer ligeledes arbejdet i kammeret. Den nederste del af sænkekassen, samt udslusningsskakterne må færdigstøbes før gravearbejdet påbegyndes. Mandskabsskakten er forsynet med en todelt sluse med et hovedkammer med samme tryk som det nedre arbejdskammer, samt et forkammer, hvori trykket reguleres ved udskiftning af mandskab.

Arbejdet er ikke ufarligt. Det kræver et godt helbred at arbejde i trykluft, der kan ikke arbejdes ret længe ad gangen, og udslusningen tager lang tid for at undgå den frygtede dykkersyge.

Der findes en række regulativer for trykluftsarbejde for at forhindre dykkersyge. Som følge af disse bestemmelser er det dyrt at fundere ved overtryk på over 1,5 atm. og umuligt ved overtryk over 3 atm. Nyere undersøgelser viser imidlertid, at disse regulativer ikke beskytter arbejderen tilstrækkeligt, og at der derfor må stilles yderligere krav, hvorved metoden næsten umuliggøres i fremtiden.

Yderlige oplysninger om metoden kan fås i ældre eller i udenlandske lærebøger.

